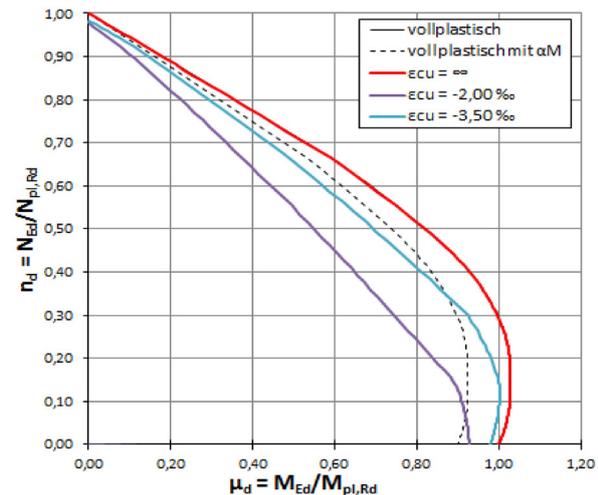
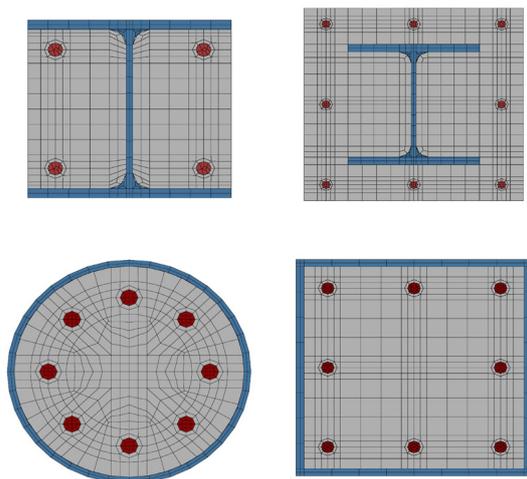


Begutachtung und Vergleich der aktuellen Bemessungsverfahren für Verbundstützen



D-5-56/2016

Sixthofer Thomas
 Institut für Stahlbau
 Technische Universität Graz

Begutachtung und Vergleich der aktuellen Bemessungsverfahren für Verbundstützen

Masterarbeit

Zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur (Dipl.-Ing.)

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften – Konstruktiver Ingenieurbau

Eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Fakultät für Bauingenieurwissenschaften – Institut für Stahlbau

Betreuer

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Harald Unterweger

Ass. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Markus Kettler

Verfasser

Thomas Sixthofer, BSc

Graz, 2016

Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst und keine anderen als die angegebenen Quellen / Hilfsmittel benutzt habe. Unter den angeführten Quellen habe ich die wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Masterarbeit ident.

Statutory declaration

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources / resources, and that I have explicitly marked all material which has been quoted either literally or by content from the sources used. The text document uploaded to TUGRAZonline is identical to the present master's thesis.

Datum / date

Unterschrift / signature

Danksagung

Vorab möchte ich allen Mitarbeitern des Instituts für Stahlbau für die fachliche und organisatorische Unterstützung, die ich stets erhalten habe, meinen herzlichen Dank aussprechen.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Harald Unterweger dafür, dass er es mir ermöglicht hat, meine Masterarbeit am Institut für Stahlbau zu verfassen. Im Zuge der begleitenden Besprechungen konnte er mir interessante Anregungen für die vorliegende Arbeit geben.

Bei Herrn Ass. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Markus Kettler möchte ich mich für die ausgezeichnete Betreuung bedanken. Er hat sich jedes Mal die Zeit dafür genommen und sich bemüht, meine zahlreichen Fragen ausführlich zu beantworten.

An dieser Stelle möchte ich mich bei meiner Mutter Christine, meiner Schwester Birgit und meiner Freundin Barbara für das sorgfältige und für sie sicherlich anstrengende Korrekturlesen meiner Masterarbeit bedanken.

Abschließend ist es mir noch ein großes Anliegen, nochmals meinen Eltern dafür zu danken, dass sie es mir ermöglicht haben, an der TU Graz zu studieren.

Kurzfassung

Verbundstützen vereinen die Vorteile der Stahl- und der Betonbauweise miteinander und bilden somit einen modernen Bauteil, der höchsten Anforderungen gerecht wird. Es handelt sich um Stützen, die sich durch hohe Tragfähigkeit, hohe Duktilität und hohen Brandwiderstand bei geringen Außenabmessungen auszeichnen. Durch die aktuell vorhandenen Bemessungsregeln ist es nicht mehr erforderlich, Verbundstützen als Sonderbauteile zu betrachten, vielmehr handelt es sich mittlerweile um ein, hinsichtlich der Bemessung, standardisiertes Bauteil, das von jedem kundigen Bauingenieur bemessen werden kann.

Im Zuge dieser Arbeit werden die aktuell gültigen Regelungen vorgestellt und hierbei vor allem auf die enthaltenen Bemessungsverfahren eingegangen. Es folgt eine genaue Aufbereitung des *Vereinfachten Bemessungsverfahrens* indem auf die wichtigsten Annahmen und Beiwerte genauer eingegangen wird. Auf Grundlage des *Vereinfachten Bemessungsverfahrens* wird anschließend eine Parameterstudie durchgeführt, um statisch relevante Festlegungen überprüfen zu können.

Ein wesentlicher Teil der Arbeit wird durch den Vergleich der Ergebnisse der beiden nachfolgend genannten Bemessungsverfahren gebildet. Traglastkurven, die mit dem *Vereinfachten Bemessungsverfahren* ermittelt wurden, werden mithilfe von Traglastpunkten aus dem *Allgemeinen Bemessungsverfahren* überprüft. Die Umsetzung der Anforderungen des *Allgemeinen Bemessungsverfahrens* erfolgt mit dem Programm Abaqus v6.13.

Abstract

Composite columns feature all the benefits of steel and concrete structures and form a modern member which is able to deal with the highest requirements. These columns offer high load-bearing capacity, high ductility and high fire resistance within small dimensions. Because of the existing design rules, it is no longer required to consider composite columns as special members, with regard to the design they are actually standardised members which can be designed by every trained engineer.

In this thesis the current valid rules are introduced, especially the design methods. The *simplified design method* is shown in more detail and assumptions and factors are discussed. Based on the *simplified design method* a parameter study is carried out to verify statically relevant design specifications.

An essential part of this thesis is the comparison of the results of the two following design methods. Bearing capacity curves calculated with the *simplified design method* are verified with bearing capacity points calculated with the *general design method*. The requirements of the *general design method* are implemented with the program Abaqus v6.13.

Inhaltsverzeichnis

1. Einführung.....	1
1.1. Vorbemerkung	1
1.2. Geschichtliche Entwicklung.....	1
1.3. Entwicklung der Normung	3
1.3.1. Deutschland	3
1.3.2. Österreich	3
1.4. Typen von Verbundstützen	4
1.4.1. Vollständig einbetonierte Stahlprofile	4
1.4.2. Teilweise einbetonierte Stahlprofile	5
1.4.3. Gekreuzte Stahlprofile	5
1.4.4. Ausbetonierte Hohlprofile	5
1.4.5. Ausbetonierte Hohlprofile mit Einstellprofilen	6
2. Verbundstützen nach Eurocode EN 1994-1-1.....	7
2.1. Definitionen.....	7
2.2. Grundlagen / Anwendungsgrenzen.....	7
2.3. Nachweis ausreichender Tragfähigkeit des Bauteils	8
2.3.1. Allgemeines Bemessungsverfahren	9
2.3.2. Vereinfachtes Bemessungsverfahren	12
2.4. Nachweis gegen örtliches Beulen.....	23
2.5. Nachweis der Lasteinleitung	24
2.5.1. Lasteinleitung bei ausbetonierten Hohlprofilen.....	25
2.5.2. Lasteinleitung bei einbetonierten I-Profilen oder sonstigen Querschnitten	26
2.6. Nachweis der Längsschubtragfähigkeit zwischen Beton- und Stahlquerschnittsteilen	27
2.7. Bauliche Durchbildung	28
2.7.1. Betondeckung von Stahlprofil und Bewehrung.....	28
2.7.2. Längs- und Bügelbewehrung.....	28
3. Parameterstudie zur Nachvollziehung der Regelungen aus EN 1994-1-1.....	29
3.1. Vorbemerkung	29
3.2. Grundlagen	29
3.2.1. Knickspannungslinien und geometrische Ersatzimperfectionen.....	30
3.2.2. Biegesteifigkeit von Verbundstützen	32

3.2.3.	Dehnungsbeschränkung	35
3.3.	Teilweise einbetonierte I-Profile	36
3.3.1.	Variation der verwendeten Baustoffe	36
3.3.2.	Variation des verwendeten Profiltypes	44
3.3.3.	Variation der Bewehrung	46
3.3.4.	Auswirkung der Dehnungsbeschränkung auf die M-N-Interaktionskurve	50
3.4.	Vollständig einbetonierte I-Profile	55
3.4.1.	Variation der verwendeten Baustoffe	55
3.4.2.	Auswirkung der Dehnungsbeschränkung auf die M-N-Interaktionskurve	64
3.5.	Ausbetonierte quadratische Hohlprofile	69
3.5.1.	Variation der verwendeten Baustoffe / Bewehrung	69
3.5.2.	Auswirkung der Dehnungsbeschränkung auf die M-N-Interaktionskurve	78
3.6.	Ausbetonierte kreisförmige Hohlprofile	82
3.6.1.	Variation der verwendeten Baustoffe	82
3.6.2.	Auswirkung der Dehnungsbeschränkung auf die M-N-Interaktionskurve	90
3.7.	Zusammenfassung der Ergebnisse – zentrischer Druck	95
3.7.1.	Geometrische Ersatzimperfektionen	95
3.7.2.	Dehnungsbeschränkung	96
3.8.	Nachweis von Verbundstützen für Druck und Biegung um die starke Achse	97
3.8.1.	Traglastkurven unter Berücksichtigung des Interaktionsnachweises	101
3.8.2.	Lineare Interaktion für zweiachsige Biegung	108
4.	Allgemeines Bemessungsverfahren – Finite Elemente Berechnungen	112
4.1.	Vorbemerkungen	112
4.2.	Modellbildung	112
4.2.1.	Diskretisierung	112
4.2.2.	Lagerungsbedingungen	113
4.2.3.	Symmetriebedingungen	113
4.2.4.	Zusammenwirken von Querschnittsteilen aus Stahl und Beton	115
4.2.5.	Eigenformaffine Imperfektion	115
4.2.6.	Eigenspannungen	115
4.3.	Belastung	116
4.4.	Auswertung der Ergebnisse	118
4.5.	Materialmodelle	121
4.5.1.	Baustahl und Bewehrungsstahl	121
4.5.2.	Beton	122

4.6. Gegenüberstellung der Ergebnisse des Allgemeinen und des Vereinfachten Bemessungsverfahrens	127
4.6.1. Teilweise einbetonierte I-Profile	127
4.6.2. Vollständig einbetonierte I-Profile	129
4.6.3. Ausbetonierte quadratische Hohlprofile.....	131
4.6.4. Ausbetonierte kreisförmige Hohlprofile	135
4.6.5. Zuordnung der ausbetonierten Hohlprofile zu den Knickspannungslinien.....	139
4.7. Erweiterte Spannungs-Dehnungsbeziehung für große plastische Stauchungen.....	141
4.7.1. Traglastkurven mit angepasstem Betonmodell.....	141
4.7.2. Analytische Bestimmung des Spannungszustandes.....	146
4.8. Berücksichtigung von Schwinden und Kriechen.....	151
4.8.1. Schwinden	151
4.8.2. Kriechen	151
4.8.3. Traglastkurven unter Berücksichtigung von Langzeiteffekten	155
4.9. Diskrete Rissmodellierung	160
4.10. Zusammenfassung der Ergebnisse.....	164
4.10.1. Querschnittsinteraktion und Dehnungsbeschränkung.....	164
4.10.2. Zuordnung zu den Knickspannungslinien.....	164
4.10.3. Vergleich der Bemessungsverfahren	164
4.10.4. Berücksichtigung von Schwinden und Kriechen.....	165
5. Zusammenfassung und Ausblick.....	166
5.1. Zusammenfassung	166
5.2. Ausblick	169
6. Literaturverzeichnis	170

1

1. Einführung

1.1. Vorbemerkung

Verbundstützen sind vorwiegend auf Druck beanspruchte Bauteile, die durch die schubfeste Verbindung von Querschnittsteilen aus Stahl und Beton entstehen. Sie vereinen die Vorteile der einzelnen Baustoffe und gleichen deren Nachteile gegenseitig aus. Die hohe Festigkeit und Duktilität des Stahls wird durch die brandschutztechnischen günstigen Eigenschaften des Betons hervorragend ergänzt. Der Beton ist, im Vergleich zum Stahl, ein preisgünstiger Baustoff, somit ist das Ausbetonieren von Hohlprofilen oder das vollständige oder teilweise Einbetonieren von I-Profilen eine wirtschaftliche Möglichkeit, um die Tragfähigkeit und den Brandwiderstand von Stahlkonstruktionen zu erhöhen. Bei einbetonierten I-Profilen ist grundsätzlich kein zusätzlicher Korrosionsschutz erforderlich. Verbundstützen haben bei den gleichen äußeren Querschnittsabmessungen deutlich höhere Tragfähigkeiten als herkömmliche Stahl- oder Stahlbetonstützen, da die größere Steifigkeit zu einer erhöhten Knickstabilität führt. Ein weiterer Vorteil besteht darin, dass aufgrund der stahlbaumäßigen Ausführung die geringen Herstellungstoleranzen des Stahlbaus erreicht werden können. Bei den Anschlusskonstruktionen kann auf die bewährten Verbindungsmittel des Stahlbaus zurückgegriffen werden, was wiederum eine rasche und weitgehend witterungsunabhängige Montage ermöglicht [1], [2].

Verbundstützen sind auch für den Einsatz in Erdbebengebieten und bei anderen dynamischen Beanspruchungen geeignet, da sie sich vor allem durch eine bessere Duktilität gegenüber herkömmlichen Stahlbetonstützen auszeichnen [2].

1.2. Geschichtliche Entwicklung

Die Entwicklung der Verbundstützen nahm ihren Anfang zu Beginn des 20. Jahrhunderts. Aufgrund mehrerer Großbrände war man auf der Suche nach Stützen mit besseren Brandschutzeigenschaften. In den Jahren 1901/02 begann *Friedrich Ignaz von Emperger* Versuche an Betonsäulen durchzuführen, welche mit Profileisen bewehrt waren. Sein Ziel war es die volle und gleichzeitige Ausnutzung beider Materialien beim Bruch zu erreichen [1].

Anhand seiner Versuche erkannte *Emperger*, dass die Gesamttragfähigkeit nicht vom Verhältnis der Elastizitätsmoduli der beteiligten Baustoffe abhängt, sondern sich aus der Summe der Einzeltragfähigkeiten ergibt. Aus dieser Erkenntnis formulierte *Emperger* das Additionsgesetz. Die „Hohle Gusseisensäule“ (Abbildung 1.1 linkes Bild), ein mit bewehrten Beton ummanteltes Gusseisenrohr, welche von *Emperger* 1911 patentiert wurde, kann bereits als Verbundstütze im heutigen Sinn bezeichnet werden. Die raue Oberfläche des Gussprofils bewirkt einen guten Verbund zwischen dem Betonmantel und dem Gussprofil. In weiterer Folge beschäftigte sich *Emperger* mit Stützen, welche einen massiven Gußeisenkern enthielten (Abbildung 1.1 rechts Bild) [1].

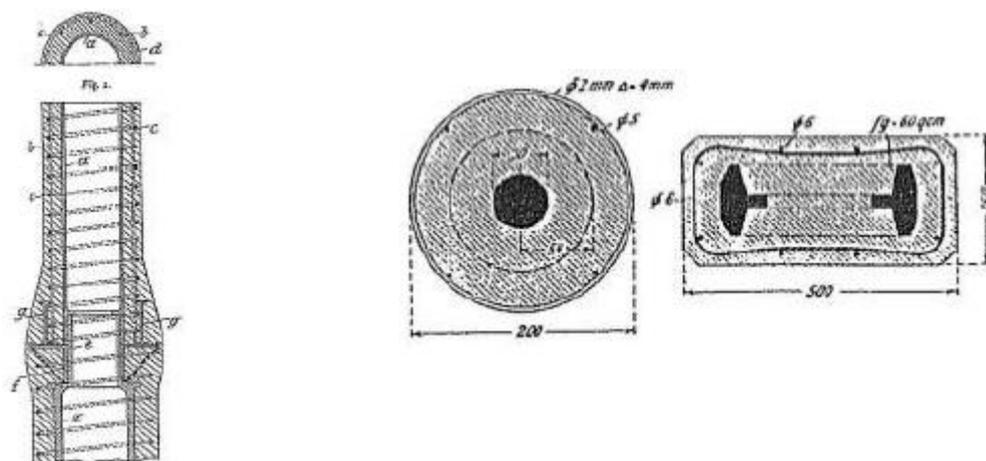


Abbildung 1.1: Emperger-Säulen [1]

Die Erweiterung des Additionsgesetzes, unter Berücksichtigung aller beteiligten Materialien, liefert folgende Gleichung (1.1) zur Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit, welche auch heute noch die Grundlage für das *Vereinfachte Bemessungsverfahren* in EN 1994-1-1 bildet [1].

$$P = A_b \sigma_b + A_e \sigma_e + A_g \sigma_g \quad (1.1)$$

mit: A_b, A_e, A_g ... Fläche des Beton-, Eisen- und Gusseisenteils

$\sigma_b, \sigma_e, \sigma_g$... zulässige Spannung von Beton, Eisen und Gusseisen

Empergers Erkenntnisse wurden 1920 in die amerikanischen Stahlbeton-Bestimmungen, unter dem Begriff „Composite Columns“, aufgenommen. Auf Grundlage dieser Bestimmungen wurden zahlreiche Gebäude und Hochhäuser errichtet, im deutschsprachigen Raum kamen die Emperger-Säulen jedoch nicht zur Anwendung, da die entsprechenden Vorschriften dafür fehlten [1].

1.3. Entwicklung der Normung

1.3.1. Deutschland

In der Betonbaunorm DIN 1045 von 1943 ist ein Abschnitt über „Säulen mit Formstahlbewehrung“ enthalten, welcher auf den Erkenntnissen von Versuchen mit betongefüllten Stahlstützen und profilbewehrten Betonstützen in den 1930er-Jahren basiert. Dieser Abschnitt wurde in der DIN 1045 von 1972 jedoch wieder gestrichen, da man sich einig war, dass „einbetonierte Stahlstützen irgendwo anders“ geregelt werden müssen. In den 1970er-Jahren begannen unter der Leitung von *Karlheinz Roik* zahlreiche Forschungsprojekte zum Thema Verbundstützen, welche in der Verbundstützennorm DIN 18806 von 1984 mündeten [1].

1994 wurde die europäische Vornorm für den Verbundbau, DIN ENV 1994-1-1, bauaufsichtlich bekannt gemacht, ihre Anwendung war nicht verbindlich, wurde jedoch empfohlen [3]. Die weiteren Planungen sahen vor, dass die bauaufsichtliche Einführung der Eurocodes, sowie die gleichzeitige Zurückziehung der nationalen Regelwerke, nicht vor 2011 erfolgen werden. Aus diesem Grund wurde der Beschluss gefasst, den im Jahre 1999 veröffentlichten Gelbdruck von E DIN 18800-5 nochmals grundlegend zu überarbeiten und an die endgültige Fassung des Eurocode 4 anzupassen. In der DIN 18800-5 wurden sämtliche gültigen Vorschriften für den Verbundbau in einer Norm zusammengefasst, darunter auch die immer noch gültige DIN 18806. Mit der veröffentlichten Fassung der DIN 18800-5 von 2007 wurden die bisher gültigen Normen und Regelwerke für den Verbundbau zurückgezogen und somit eine vorzeitige Anpassung der nationalen Regelwerke an die zukünftigen europäischen Regelwerke vollzogen [4].

Im Dezember 2010 wurde schlussendlich die DIN EN 1994-1-1 eingeführt und sämtliche nationalen Regelwerke zurückgezogen.

1.3.2. Österreich

In Österreich wurde der Verbundbau in den Normen ÖNORM B 4500-1: 1956 (Verbundbau; Maß- und Kennbuchstaben, Formelzeichen) und ÖNORM B 4500-2: 1956 (Verbundbau; Berechnung und Konstruktion der Verbundtragwerke) geregelt. Beide Teile wurden in den Jahren 1972 (Teil 1) und 1974 (Teil 2) neu aufgelegt. 1994 wurde die europäische Vornorm ÖNORM ENV 1994-1-1 in Österreich eingeführt. Sie war neben den nationalen Regelwerken gültig, jedoch wurde ihre Anwendung empfohlen [3], [5].

Im Juli 2009 wurden die Vornorm und sämtliche nationalen Regelwerke zurückgezogen und die ÖNORM EN 1994-1-1 eingeführt und als verbindlich erklärt [3].

1.4. Typen von Verbundstützen

Die Wahl der Querschnittsform wird, neben statisch-konstruktiven Erfordernissen und gestalterischen Vorgaben, insbesondere durch Brandschutzanforderungen und den Anschlusskonstruktionen beeinflusst [1].

Nachfolgend werden gängige Querschnittsformen von Verbundstützen angeführt und deren Vor- und Nachteile dargelegt.

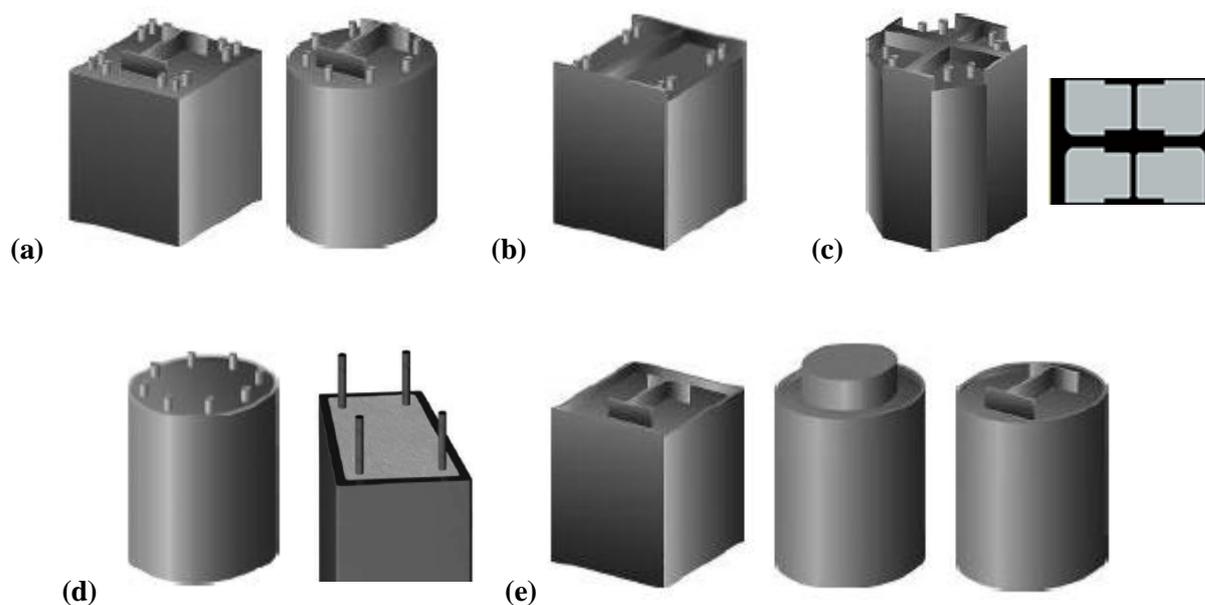


Abbildung 1.2: Beispiele für verschiedene Typen von Verbundstützen [1], [6], [7]

1.4.1. Vollständig einbetonierte Stahlprofile

Gewalzte oder geschweißte Stahlprofile werden vollständig mit Beton ummantelt (Abbildung 1.2: (a)). Es sind daher keine weiteren Korrosionsschutzmaßnahmen für das Stahlprofil erforderlich und es kann auch ohne weitere Maßnahmen eine hohe Brandwiderstandsdauer erreicht werden. Der Beton hat eine deutlich kleinere Wärmeleitfähigkeit als der Stahl und verhindert daher die rasche Erwärmung des Stahls, die mit einem deutlichen Festigkeitsabfall verbunden ist. Der Betonmantel ist ausreichend stark mit Bügelbewehrung zu umschnüren, vor allem in den Lasteinleitungsbereichen. Da die Stahloberflächen nicht frei zugänglich sind, sind aufwändige Anschlusskonstruktionen, im Bereich von Trägeranschlüssen, notwendig, vor allem um auch für die Anschlusskonstruktion die erforderliche Brandwiderstandsdauer erreichen zu können. Bei dieser Querschnittsform ist mit demselben Schalungsaufwand zu rechnen wie für eine reine Stahlbetonstütze [1].

1.4.2. Teilweise einbetonierte Stahlprofile

Bei dieser Stützenform werden die beiden Kammern des Stahlprofils ausbetoniert, wobei das Stahlprofil beim Betonieren als Schalung dient (Abbildung 1.2: (b)). Der Kammerbeton ist entsprechend zu bewehren. Als Vorteil dieser Querschnittsform ist der frei zugängliche Gurt zu nennen, wodurch einfache Anschlüsse und Befestigungen ermöglicht werden. Darin besteht jedoch auch der große Nachteil, da der Gurt im Brandfall direkt beflammt wird und rasch an Festigkeit verliert. Ausreichender Brandwiderstand wird bei dieser Querschnittsform vor allem durch die eingelegte Bewehrung in den Kammerbeton sichergestellt. Eine wirtschaftliche Ausführung ist vor allem dann möglich, wenn geschweißte Stahlprofile mit hohem Beton- und Bewehrungsanteil verwendet werden [1], [2].

1.4.3. Gekreuzte Stahlprofile

Das gekreuzte Stahlprofil entsteht durch das Aufschießen von halbierten I-Profilen oder kleineren I-Profilen auf den Steg des Ausgangsprofils (Abbildung 1.2: (c)). Die hohe Tragfähigkeit und Steifigkeit stehen bei dieser Querschnittsform in beide Richtungen zur Verfügung. Die gekreuzten Stahlprofile können entweder vollständig oder teilweise einbetoniert werden, die entsprechenden Vor- und Nachteile sind dann dieselben wie bei den vollständig oder teilweise einbetonierten Stahlprofilen.

1.4.4. Ausbetonierte Hohlprofile

Dieser Querschnittstyp ermöglicht die Ausführung von besonders schlanken Stützen und ist sehr vorteilhaft bei zweiachsiger Biegung einsetzbar (Abbildung 1.2: (d)). Diese Ausführung wird häufig gewählt, um gestalterischen Ansprüchen gerecht werden zu können. Eine wirtschaftliche Herstellung ist dadurch gegeben, dass das Hohlprofil beim Betonieren die Schalungsfunktion übernimmt. Bei kurzen Stützen mit Rundrohren wird die Traglast erhöht, da sich für den Beton durch die Umschnürung ein mehraxialer Spannungszustand einstellt. Besonderes Augenmerk ist bei dieser Stützenform auf die Lasteinleitungsbereiche zu legen. Hier sind konstruktive Maßnahmen zu treffen, um an diesen Stellen auch den Betonkern planmäßig und direkt an der Lastabtragung zu beteiligen. Es gelten auch hier wieder die Vorteile, welche die frei zugängliche Stahloberfläche mit sich bringt. Im Brandfall ist das Hohlprofil jedoch ungeschützt der Beflammung ausgesetzt und ist deshalb bei hohen Temperaturen nahezu wirkungslos. Dieser Umstand ist durch eine entsprechende Längsbewehrung auszugleichen [1], [2].

1.4.5. Ausbetonierte Hohlprofile mit Einstellprofilen

Immer häufiger werden ausbetonierte Hohlprofile mit zusätzlichen Einstellprofilen oder massiven Stahlkernen verwendet (Abbildung 1.2: (e)). Diese Kombination führt zu Stützen mit extrem hoher Tragfähigkeit bei geringen Außenabmessungen. Durch die massiven Einstellprofile, die durch den Betonmantel vor der Brandeinwirkung geschützt sind, ergeben sich auch für den Brandfall sehr gute Eigenschaften. Das Hohlprofil übernimmt die Aufgaben der Schalung, was hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit positiv zu bewerten ist, durch den großen Stahlanteil ist jedoch mit hohen Materialkosten und einem hohen Eigengewicht der Stütze, welches unter Umständen Erschwernisse bei der Montage mit sich bringen kann, zu rechnen [1].

2

2. Verbundstützen nach Eurocode EN 1994-1-1

2.1. Definitionen

In EN 1994-1-1 [8] werden folgende Begriffe definiert:

- **Verbundbauteil:** Tragendes Bauteil, dessen Elemente aus Beton und warmgewaltem oder kaltverformtem Baustahl bestehen und bei dem Verbundmittel den Schlupf und die Trennung der Einzelemente Stahl und Beton begrenzen.
- **Verdübelung:** Verbindung zur Übertragung der Längsschubkräfte zwischen Beton und Stahl eines Verbundbauteils mit ausreichender Tragfähigkeit und Steifigkeit, die es erlaubt, die beiden Komponenten als ein tragendes Bauteil zu bemessen.
- **Verbundstütze:** Überwiegend auf Druck oder Druck und Biegung beanspruchtes Verbundbauteil.

2.2. Grundlagen / Anwendungsgrenzen

EN 1994-1-1 regelt die Bemessung und konstruktive Ausführung von Verbundstützen nach Abbildung 2.1. Diese lassen sich grob in 2 unterschiedliche Typen einteilen: Ausbetonierte Hohlprofile und vollständig oder teilweise einbetonierte Stahlprofile.

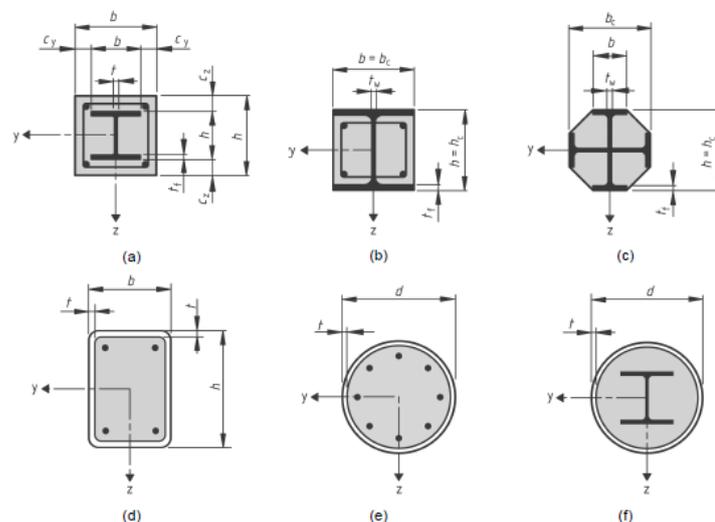


Abbildung 2.1: Querschnittsformen von Verbundstützen [8]

Die Anwendung von EN 1994-1-1 ist auf Baustähle der Güte S235 bis S460 und auf Normalbetone der Festigkeitsklassen C20/25 bis C50/60 beschränkt. Die Verwendung von hochfesten Stählen und Betonen ist in EN 1994-1-1 nicht geregelt.

Die Abgrenzung von Verbundstützen zu reinen Stahl- oder Stahlbetonstützen erfolgt mit Hilfe des Querschnittsparameters δ (Ermittlung nach Gleichung (2.12)), der den Traganteil des Stahlteils der Verbundstütze widerspiegelt. Um die Bemessung der Verbundstütze nach EN 1994-1-1 durchführen zu können, muss δ in der Regel die nachfolgende Bedingung erfüllen:

$$0,2 \leq \delta \leq 0,9 \quad (2.1)$$

Ist δ kleiner als 0,2, so ist die Stütze wie eine reine Stahlbetonstütze nach EN 1992-1-1 [9] zu bemessen, liegt δ über 0,9, so ist bei der Bemessung wie für eine reine Stahlstütze nach EN 1993-1-1 [10] vorzugehen.

Für Verbundstützen sind in der Regel folgende Nachweise zu erbringen:

- a. Nachweis ausreichender Tragfähigkeit des Bauteils
- b. Nachweis gegen örtliches Beulen
- c. Nachweis der Lasteinleitung
- d. Nachweis der Längsschubtragfähigkeit zwischen Beton- und Stahlquerschnittsteilen

2.3. Nachweis ausreichender Tragfähigkeit des Bauteils

In EN 1994-1-1 sind grundsätzlich drei verschiedene Vorgehensweisen angeführt, um die Tragfähigkeit von Verbundstützen nachzuweisen:

- a. Globale Tragwerksberechnung nach Theorie II. Ordnung unter Berücksichtigung von globalen und lokalen, geometrischen Ersatzimperfektionen. Anschließend ist die Querschnittstragfähigkeit am maßgebenden Querschnitt, mit den Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung, nachzuweisen.
- b. Die Schnittgrößenermittlung kann für das Einzelbauteil nach Theorie II. Ordnung unter Berücksichtigung von lokalen, geometrischen Ersatzimperfektionen und Ansatz von eventuell vorhandenen Randmomenten erfolgen. Die Randmomente sind aus einer globalen Tragwerksberechnung nach Theorie II. Ordnung unter Berücksichtigung von globalen Imperfektionen zu entnehmen. Anschließend ist wieder die Querschnittstragfähigkeit am maßgebenden Querschnitt nachzuweisen.

- c. Für zentrisch gedrückte Verbundstützen darf ein vereinfachter Nachweis auf Grundlage der Knickspannungslinien erfolgen. Die Stabendschnittgrößen sollten auch bei diesem Verfahren erforderlichenfalls aus einer globalen Tragwerksberechnung nach Theorie II. Ordnung unter Berücksichtigung von globalen, geometrischen Ersatzimperfectionen entnommen werden.

Zur Umsetzung der oben angeführten Vorgehensweisen nach a. und b. sind in EN 1994-1-1 zwei Bemessungsverfahren enthalten, das *Allgemeine Bemessungsverfahren* und das *Vereinfachte Bemessungsverfahren*.

Während das *Allgemeine Bemessungsverfahren* aufgrund der zu berücksichtigenden nichtlinearen Effekte (Materialgesetze, Kriechen und Schwinden, Rissbildung im Beton, Plastizieren des Baustahls) leistungsfähige EDV-Hilfsmittel erfordert, ist das *Vereinfachte Bemessungsverfahren* auch ohne Computerunterstützung anwendbar. Das *Vereinfachte Bemessungsverfahren* ist in der Praxis sicherlich häufiger anzutreffen, da es einerseits für alle üblichen Typen von Verbundstützen anwendbar ist und andererseits erheblich leichter handhabbar ist, als das *Allgemeine Bemessungsverfahren*.

2.3.1. Allgemeines Bemessungsverfahren

Beim Nachweis der Gesamtstabilität sind die Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung unter Berücksichtigung von geometrischen und strukturellen Imperfectionen, örtlichen Instabilitäten, des Einflusses der Rissbildung und des Plastizierens, sowie der Auswirkungen aus dem Kriechen und Schwinden des Betons zu berücksichtigen. Es ist nachzuweisen, dass im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter der ungünstigsten Kombination der Einwirkungen ein stabiles Gleichgewicht herrscht und an keiner Stelle die Tragfähigkeit des Querschnitts für Biegung, Normalkraft und Querkraft überschritten wird [8].

Vereinfachte Annahmen zur Berechnung:

- Wird eine Verdübelung entsprechend EN 1994-1-1 ausgeführt, kann von starrem Verbund zwischen Beton- und Stahlteilen ausgegangen werden.
- Die Zugfestigkeit des Betons ist zu vernachlässigen. Für die Ermittlung der Biegesteifigkeit darf das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen („tension-stiffening-effect“) berücksichtigt werden.
- Für den E – Modul des Betonstahls E_s darf der gleiche Wert wie für Baustahl verwendet werden. ($E_s = E_a = 210\,000\text{ MPa}$)

- Anstelle von geometrischen und strukturellen Imperfektionen dürfen näherungsweise auch die geometrischen Ersatzimperfektionen aus Tabelle 2.1 verwendet werden.

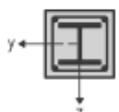
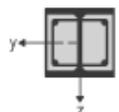
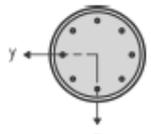
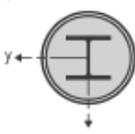
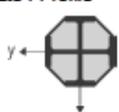
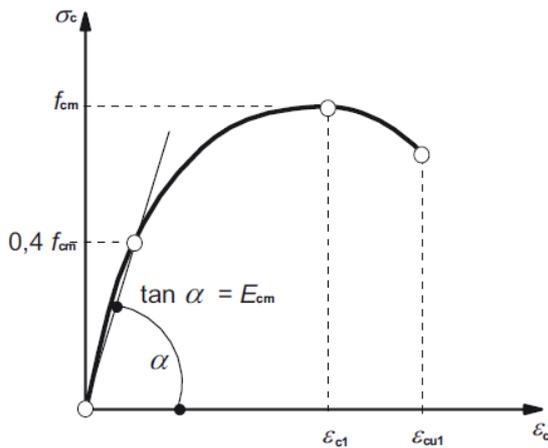
Querschnitt	Anwendungsgrenzen	Ausweichen rechtwinklig zur Achse	Knickspannungslinie	maximaler Stich der Vorkrümmung
vollständig einbetonierte I-Querschnitte 		y-y	b	$L/200$
		z-z	c	$L/150$
teilweise einbetonierte I-Querschnitte 		y-y	b	$L/200$
		z-z	c	$L/150$
ausbetonierte kreisförmige und rechteckige Hohlprofile 	$\rho_s \leq 3\%$	y-y und z-z	a	$L/300$
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	y-y und z-z	b	$L/200$
ausbetonierte Rohre mit zusätzlichen I-Profilen als Einstellprofil 		y-y	b	$L/200$
		z-z	b	$L/200$
teilweise einbetonierte, gekreuzte I-Profile 		y-y und z-z	b	$L/200$

Tabelle 2.1: Geometrische Ersatzimperfektionen und Zuordnung zu den europäischen Knickspannungslinien [8]

- Die zu verwendenden Spannungs-Dehnungsbeziehungen für die Systemberechnung sind in Abbildung 2.2, 2.3 und 2.4 angeführt.



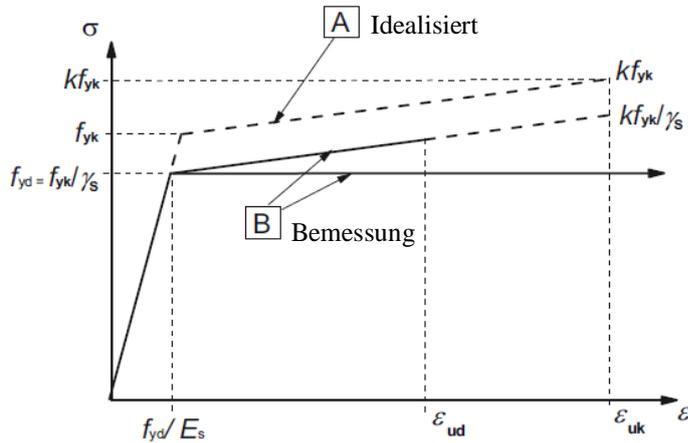
$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta}$$

mit: $\eta = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}}$

$$k = 1,05 E_{cm} \frac{|\epsilon_{c1}|}{f_{cm}}$$

ϵ_{c1} ... *Stauchung bei Höchstwert der Betondruckspannung*

Abbildung 2.2: Nichtlineare Spannungs-Dehnungsbeziehung für Normalbeton [9]



mit: $k = \frac{f_{tk}}{f_{yk}}$

f_{tk} ... *charakteristische Zugfestigkeit*

f_{yk} ... *charakteristische Streckgrenze*

Abbildung 2.3: Bilineare Spannungs-Dehnungsbeziehung für Betonstahl [9]

Der Bemessung wird in der Regel der horizontale Ast zugrunde gelegt, da für diesen Fall keine Dehnungsbeschränkung einzuhalten ist.

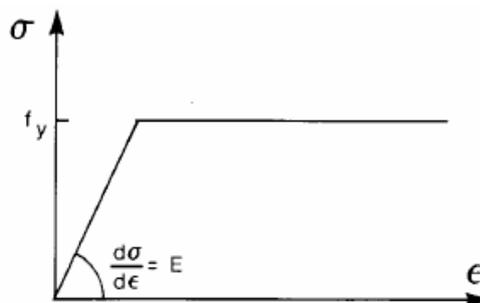


Abbildung 2.4: Bilineare Spannungs-Dehnungsbeziehung für Baustahl [10]

Tragfähigkeitsnachweis:

Da die Materialgesetze für die nichtlineare Berechnung auf den Mittelwerten der Werkstoffkennwerte beruhen, ist es nicht möglich, die unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerte für Stahl, Bewehrung und Beton auf der Widerstandsseite zu berücksichtigen. Es muss daher ein Teilsicherheitsbeiwert γ_R für den gesamten Querschnitt ermittelt werden. Die Ermittlung von γ_R erfolgt mit Hilfe von zwei vollplastischen Querschnittsinteraktionskurven für den untersuchten Verbundquerschnitt der Stütze. Dabei werden der Kurve A die Mittelwerte der Werkstoffe zugrunde gelegt, während die Kurve B unter Verwendung der Bemessungswerte der Werkstoffe ermittelt wird. Für eine gegebene Einwirkung ergibt sich der für den Querschnittswiderstand maßgebende Teilsicherheitsbeiwert aus dem Verhältnis der Vektoren $R_{pl,m}$ und $R_{pl,d}$. Auf der Einwirkungsseite steht der Laststeigerungsfaktor λ_{ult} - gegenüber den Bemessungswerten der Einwirkungen - als Ergebnis der nichtlinearen Systemberechnung [4].

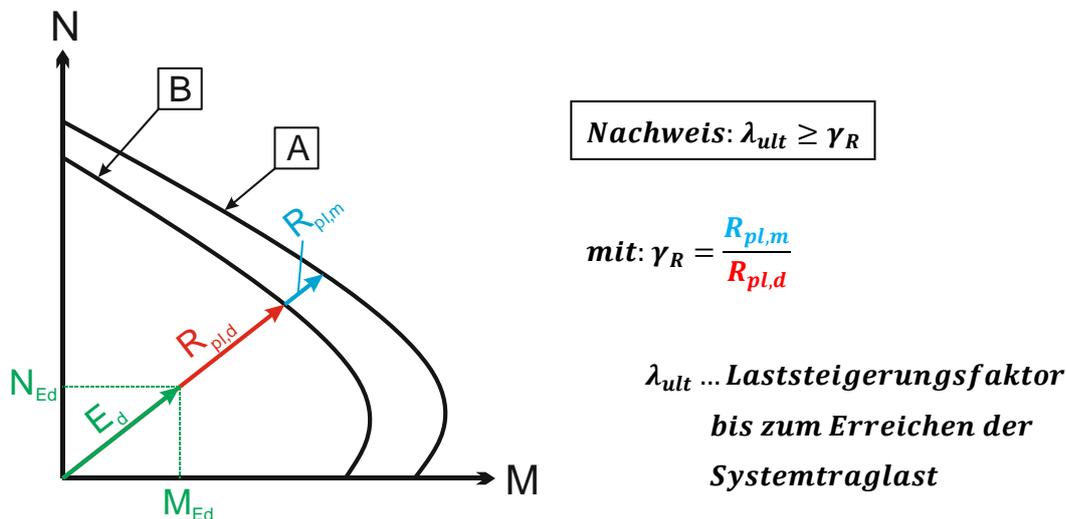


Abbildung 2.5: Vorgehensweise für den Tragfähigkeitsnachweis nach dem allgemeinen Bemessungsverfahren

2.3.2. Vereinfachtes Bemessungsverfahren

Auf Basis von Versuchsergebnissen und Berechnungen mit dem *Allgemeinen Bemessungsverfahren* wurde das *Vereinfachte Bemessungsverfahren* hergeleitet. Die Verwendung dieses Näherungsverfahrens ist daher nur unter Einhaltung von speziellen Anwendungsgrenzen zulässig [1].

Anwendungsgrenzen:

- Doppelsymmetrischer Querschnitt
- Querschnitt über die Bauteillänge konstant
- Baustahlquerschnitte die aus zwei oder mehreren nicht miteinander verbundenen Querschnittsteilen bestehen, fallen nicht in den Anwendungsbereich des Näherungsverfahrens, wenn Vollquerschnitte als Einstellprofile verwendet werden.
- Bezogener Schlankheitsgrad $\bar{\lambda} \leq 2,0$ (Ermittlung von $\bar{\lambda}$ nach Gleichung (2.16)).
- Bei vollständig einbetonierten Stahlprofilen dürfen maximal die nachfolgend angegebenen Betondeckungen berücksichtigt werden: $\max c_z = 0,3 h$ $\max c_y = 0,4 b$ (vgl. Abbildung 2.1)
- Es darf maximal 6 % der Betonfläche als Längsbewehrung in Rechnung gestellt werden.
- Das Verhältnis von Querschnittshöhe zu Querschnittsbreite des Verbundquerschnitts liegt zwischen 0,2 und 5,0.

Vollplastische Normalkrafttragfähigkeit und Interaktionskurve:

Die vollplastische Normalkrafttragfähigkeit $N_{pl,Rd}$ ergibt sich aus der Addition der Tragfähigkeiten der einzelnen Querschnittsteile. Für teilweise und vollständig einbetonierte Stahlprofile ist die Druckfestigkeit des Betons mit dem Beiwert 0,85 abzumindern, bei betongefüllten Hohlprofilen gilt 1,00.

Der Beiwert berücksichtigt die Dauerstandfestigkeit des Betons, der höhere Wert für ausbetonierte Hohlprofile berücksichtigt den günstigen Einfluss der Nacherhärtung des Betons, da die Austrocknung durch das Hohlprofil behindert wird [4].

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + \begin{bmatrix} 0,85 \\ 1,00 \end{bmatrix} A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (2.2)$$

Bei Druck und Biegung dürfen die Querschnittstragfähigkeit und die Interaktionskurve mit den in Abbildung 2.6 dargestellten vollplastischen Spannungsblöcken ermittelt werden, wobei die Zugfestigkeit des Betons nicht in Rechnung gestellt werden darf.

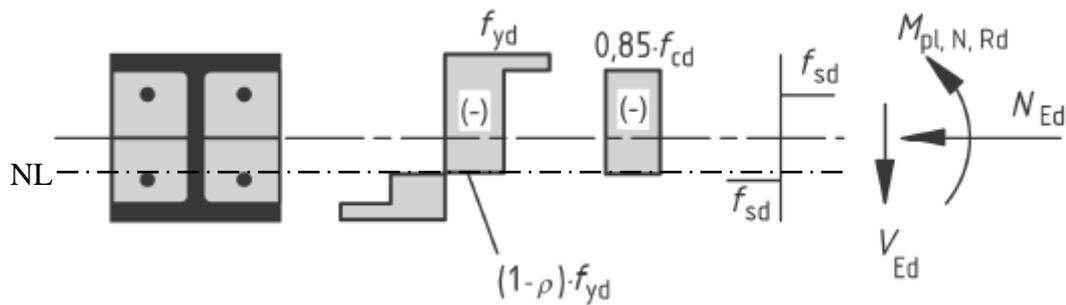


Abbildung 2.6: Vollplastische Spannungsblöcke zur Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit [8]
(NL...plastische Nulllinie)

Wenn die einwirkende, anteilige Querkraft des Baustahlquerschnittes $V_{a,Ed}$ den 0,5-fachen Wert der vollplastischen Querkrafttragfähigkeit des Baustahlquerschnitts $V_{pl,a,Rd}$ überschreitet, ist der Einfluss von Querkraften, bei der Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit und bei der Ermittlung der Interaktionskurven für Druck und Biegung, zu berücksichtigen.

$$V_{a,Ed} \leq 0,5 V_{pl,a,Rd} \rightarrow \rho = 0 \quad (2.3)$$

$$V_{a,Ed} > 0,5 V_{pl,a,Rd} \rightarrow \rho = \left(\frac{2 V_{Ed}}{V_{pl,a,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (2.4)$$

Die Aufteilung der einwirkenden Querkraft auf den Baustahlquerschnitt und den Beton darf näherungsweise im Verhältnis der Momententragfähigkeiten erfolgen, welches sich ohne Berücksichtigung der Querkraft ergibt [4].

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (2.5)$$

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed} \quad (2.6)$$

Die anteilige Querkraft des Baustahlquerschnittes $V_{a,Ed}$ darf die Querkrafttragfähigkeit des Baustahlquerschnitts nicht überschreiten. Die Querkrafttragfähigkeit des Betons ist nach EN 1992-1-1 nachzuweisen. Näherungsweise darf angenommen werden, dass V_{Ed} nur vom Baustahlquerschnitt übertragen wird.

Die Interaktionskurve zur Querschnittstragfähigkeit (Zusammenhang $N_{Rd} - M_{Rd}$) kann mit einfachen EDV-Hilfsmitteln ermittelt werden. Für die vorliegende Arbeit wird das Programm INCA2 zur Berechnung von Interaktionskurven verwendet. Werden bei den Ergebnisdarstellungen

keine ergänzenden Hinweise zur Querschnittstragfähigkeit gemacht, wird immer die vollplastische Querschnittinteraktionskurve (keine Dehnungsbeschränkung) zugrunde gelegt. Das Vereinfachte Bemessungsverfahren soll jedoch auch gänzlich ohne Computerunterstützung anwendbar sein. Aus diesem Grund ist es auch zulässig die Interaktionskurve durch den Polygonzug A bis D anzunähern. Die Interaktionskurve und die zu den Punkten A bis D zugehörigen plastischen Spannungsverteilungen sind in Abbildung 2.7 schematisch dargestellt.

Es ist zu erkennen, dass im Bereich von Punkt B nach D eine Zunahme der einwirkenden (Druck-) Normalkraft zu einer Vergrößerung des aufnehmbaren Momentes führt. Diese Besonderheit ist auf den Betonanteil zurückzuführen, da bei einer Erhöhung der Normalkraft immer größere Bereiche des Verbundquerschnitts überdrückt werden und somit mehr Beton an der Aufnahme des Momentes mitwirken kann. Um diesen Tragfähigkeitsgewinn nicht zu überschätzen, ist für den Fall, dass Normalkraft und Moment aus unabhängigen Einwirkungen resultieren, der Teilsicherheitsbeiwert γ_F derjenigen Schnittgrößen, die zur Erhöhung der Beanspruchbarkeit führen, um 20 % abzumindern. Ein konservativer Ansatz besteht darin, nur die Punkte A, B, C für den Polygonzug heranzuziehen.

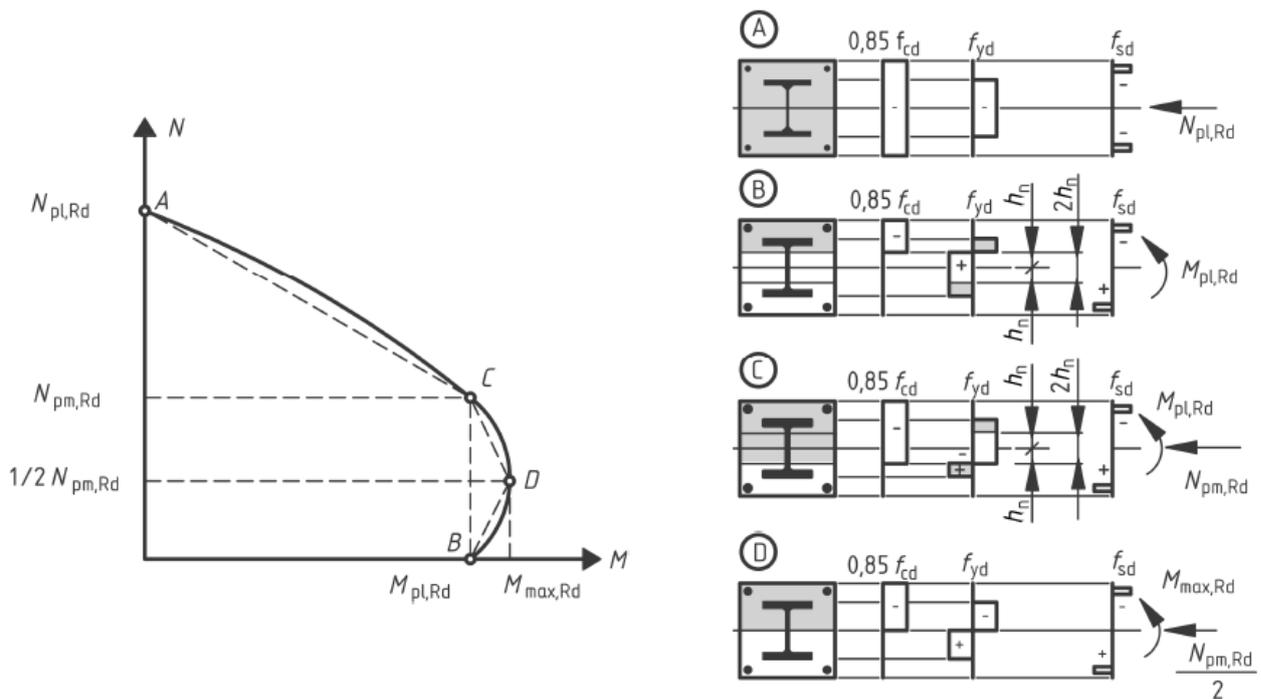


Abbildung 2.7: Exakte und angenäherte Interaktionskurve mit zugehörigen Spannungsverteilungen [8]

Besonderheiten bei ausbetonierten, kreisförmigen Hohlprofilen (betongefüllte Rundrohre):

Durch die Umschnürungswirkung des Rohres entsteht ein dreiaxialer Spannungszustand im Beton, welcher zu einer Erhöhung der Betondruckfestigkeit führt. Im Rohr hingegen entsteht eine Ringzugspannung, welche die aufnehmbare Längsdruckspannung reduziert [4].

Ab einer bezogenen Schlankheit $\bar{\lambda} \geq 0,50$ und einer bezogenen Exzentrizität $\frac{e}{d}$ von mehr als 0,10 darf dieser Effekt jedoch nicht mehr berücksichtigt werden.

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left(1 + \eta_c \frac{t f_{yk}}{d f_{ck}} \right) + A_s f_{sd} \quad (2.7)$$

Für Verbundstützen mit $e = 0$ (zentrischer Druck) ergeben sich die Beiwerte η_a und η_c zu:

$$\eta_a = \eta_{a0} = 0,25(3 + 2\bar{\lambda}) \leq 1,0 \quad (2.8)$$

$$\eta_c = \eta_{c0} = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \geq 0 \quad (2.9)$$

Für $\frac{e}{d} < 0,1$ gilt: (η_{a0} und η_{c0} sind nach den Gleichungen (2.8) und (2.9) zu bestimmen)

$$\eta_a = \eta_{a0} + (1 - \eta_{a0}) 10 \frac{e}{d} \quad (2.10)$$

$$\eta_c = \eta_{c0} \left(1 - 10 \frac{e}{d} \right) \quad (2.11)$$

Querschnittsparameter δ :

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (2.12)$$

Der Querschnittsparameter δ stellt den Anteil des Stahlprofils an der Tragfähigkeit der Verbundstütze dar. Er wird verwendet um die Bemessung von Verbundstützen von der Bemessung als reine Stahl- bzw. Stahlbetonstützen abzugrenzen.

Wirksame Biegesteifigkeit $(EI)_{eff}$:

Für die Berechnung des Schlankheitsgrades $\bar{\lambda}$ und der ideellen Verzweigungslast N_{cr} , im Zusammenhang mit den europäischen Knickspannungslinien, ist die wirksame Biegesteifigkeit $(EI)_{eff}$ zu verwenden.

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{cm} I_c \quad (2.13)$$

K_e ist ein Korrekturbeiwert der mit 0,6 anzunehmen ist und näherungsweise den Einfluss der Rissbildung im Beton berücksichtigt [4].

I_c ist für den ungerissenen Betonquerschnitt zu bestimmen.

Wenn es erforderlich ist das Langzeitverhalten des Betons zu berücksichtigen, so ist in Gleichung (2.13) der Elastizitätsmodul E_{cm} durch $E_{c,eff}$ nach Gleichung (2.14) zu ersetzen. $N_{G,Ed}$ ist dabei der Bemessungswert des ständig wirkenden Anteils der Normalkraft.

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + \frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \varphi_t} \quad (2.14)$$

Da sich durch die Berücksichtigung von φ_t die Steifigkeit der Verbundstütze und somit die ideale Knicklast N_{cr} verringert, wird die bezogene Schlankheit der Stütze vergrößert.

Ideale Knicklast N_{cr} :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{L^2} \quad (2.15)$$

Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}$:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (2.16)$$

$N_{pl,Rk}$ ist nach Gleichung (2.2) zu ermitteln, jedoch sind die charakteristischen Werte der Festigkeiten zu verwenden. Bei der Ermittlung der ideellen Verzweigungslast N_{cr} ist eine über die Stützenlänge konstante Biegesteifigkeit $(EI)_{eff}$ nach Gleichung (2.13) zugrunde zu legen [4].

Anm.: Im Zuge dieser Arbeit wird die bezogene Schlankheit $\bar{\lambda}$ immer derartig ermittelt (auch bei den Ergebnissen nach dem *Allgemeinen Bemessungsverfahren*).

Wirksame Biegesteifigkeit für Berechnungen nach Theorie II. Ordnung :

Zur Berechnung der Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung ist die wirksame Biegesteifigkeit nach Gleichung (2.17) zu verwenden. Wenn die Einflüsse aus dem Langzeitverhalten zu berücksichtigen sind, ist auch hier wieder E_{cm} durch $E_{c,eff}$ nach Gleichung (2.14) zu ersetzen.

$$(EI)_{eff,II} = K_0 (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c) \quad (2.17)$$

Der Betonanteil wird durch den Faktor $K_{e,II}$, welcher mit 0,5 anzunehmen ist, abgemindert. Er soll die Rissbildung im Beton und die Streuungen des Elastizitätsmoduls des Betons berücksichtigen. Mit dem Faktor K_0 wird eine weitere Abminderung der wirksamen Biegesteifigkeit vorgenommen, es sollen weitere Einflüsse, wie das Teilplastizieren von Querschnittsteilen und Abweichungen von der planmäßigen Querschnittsgeometrie, abgedeckt werden. K_0 ist mit 0,9 anzusetzen [4].

Vergrößerungsfaktor k:

In EN 1994-1-1 ist ein Näherungsverfahren enthalten, welches die Einflüsse aus Theorie II. Ordnung für den Einzelstab durch die Erhöhung der Schnittkräfte nach Theorie I. Ordnung mit einem Vergrößerungsfaktor k nach Gleichung (2.18) berücksichtigt. $N_{cr,eff}$ ist mit der wirksamen Biegesteifigkeit $(EI)_{eff,II}$ nach Gleichung (2.17) zu bestimmen. Der Beiwert β berücksichtigt den Momentenverlauf innerhalb der Stützenlänge, er ist in Tabelle 2.2 enthalten.

$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,eff}}} \geq 1,0 \quad (2.18)$$

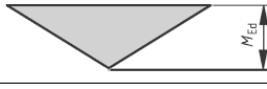
Momentenverlauf	Momentenbeiwert β	Bemerkung
	Biegemoment nach Theorie I. Ordnung infolge von Imperfektionen (Vorkrümmung) oder innerhalb der Stütze angreifender Querlasten: $\beta = 1,0$	M_{Ed} ist das nach Theorie I. Ordnung ermittelte maximale Bemessungsmoment innerhalb der Stützenlänge
	Randmomente: $\beta = 0,66 + 0,44r$ mit $\beta \geq 0,44$	M_{Ed} und $r M_{Ed}$ sind die aus der Berechnung des Gesamttragwerks resultierenden Randmomente nach Theorie I. oder II. Ordnung.

Tabelle 2.2: Momentenbeiwerte β [8]

Traglastberechnungen auf Basis des *Vereinfachten Bemessungsverfahrens* zeigen, dass diese Näherungslösung, im Vergleich zu einer Berechnung nach der exakten Theorie II. Ordnung, durchwegs auf der sicheren Seite liegt. In Abbildung 2.8 ist dieser Vergleich exemplarisch, für ein teilweise einbetoniertes I-Profil und zwei Schlankheiten $\bar{\lambda} = 0,50$ und $1,00$, dargestellt (links: N - M_y ; rechts: N - M_z).

Hinweise zu Abbildung 2.8:

Annahmen zur exakten Theorie II.Ordnung:

- Bestimmung der Schlankheit nach Gleichung (2.16)
- exakte Ermittlung von M^{II} mithilfe der Differenzialgleichung für Theorie II. Ordnung unter Verwendung von $(EI)_{\text{eff,II}}$ nach Gleichung (2.17)

Annahmen zur Berechnung nach EC4:

- Bestimmung der Schlankheit nach Gleichung (2.16)
- $M^{\text{II}} = k \cdot M^{\text{I}}$ mit k nach Gleichung (2.18) und $\beta = 1,1$

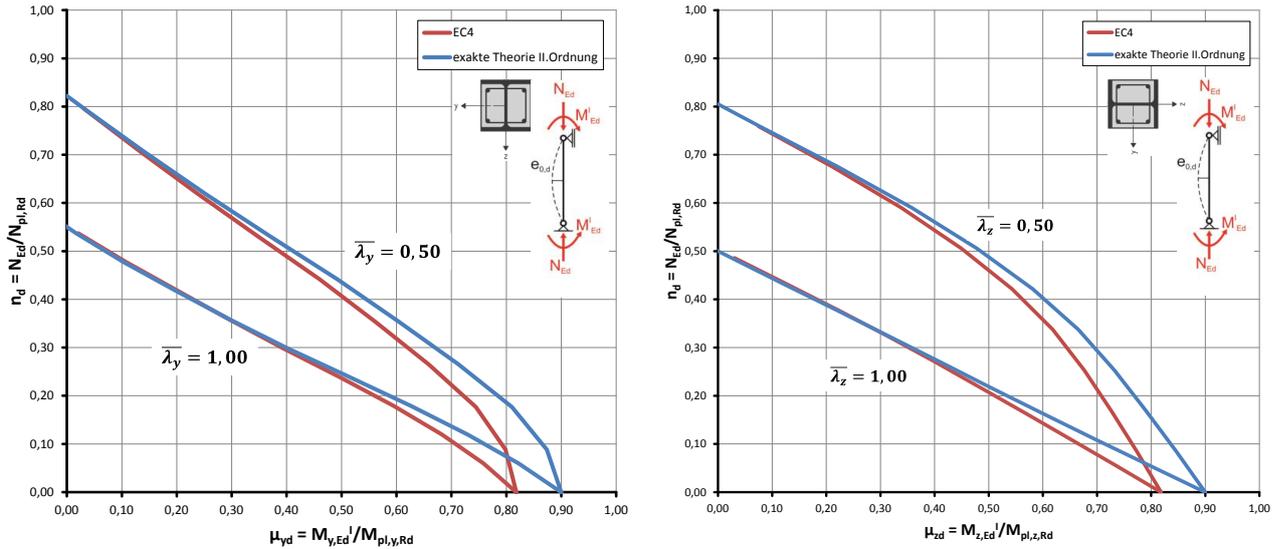


Abbildung 2.8: Vergleich zwischen exakter Lösung nach Theorie II. Ordnung und Näherungslösung aus EN 1994-1-1

Die Begründung für die auftretenden Unterschiede liegt darin, dass beim Näherungsverfahren nach EN 1994-1-1, unabhängig von der vorhandenen Normalkraft, immer eine Abminderung durch den Momentenbeiwert β erfolgt. Auch im Grenzfall $N_{Ed} = 0$, wo keine Effekte aus Theorie II. Ordnung mehr vorhanden sind, wird eine Abminderung vorgenommen.

Tragfähigkeitsnachweis bei Druck und einachsiger Biegung:

Der Tragfähigkeitsnachweis ist für das betragsmäßig größte Moment innerhalb der Stützenlänge zu führen. Die Schnittgrößen sind nach der Vorgehensweise a. oder b. am Beginn des Abschnitts 2.3 zu ermitteln. Der Nachweis erfolgt mit Hilfe einer Interaktionskurve und ist anhand der nachfolgenden Bedingung zu führen:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \tag{2.19}$$

Da das Vereinfachte Bemessungsverfahren auf einer Interaktionskurve, der die vollplastischen Spannungsblöcke aus Abbildung 2.6 zugrunde liegen, basiert, ist beim Tragfähigkeitsnachweis eine Abminderung des vollplastischen Momentes mit den Beiwert α_M notwendig. Mit diesem Beiwert wird dem Umstand Rechnung getragen, dass die Dehnungsbeschränkung bei der Ermittlung der Interaktionskurve vernachlässigt wurde [4].

Der Beiwert α_M ist von der verwendeten Stahlgüte abhängig und ist für S235, S275 und S355 mit 0,9 und für S420 und S460 mit 0,8 anzunehmen.

Tragfähigkeitsnachweis für Druck und zweiachsige Biegung:

Der Tragfähigkeitsnachweis ist in der Regel für die betragsmäßig größten Momente innerhalb der Stützenlänge und für die Randmomente zu führen. Die Schnittgrößen sind nach der Vorgehensweise a. oder b. am Beginn des Abschnitts 2.3 zu ermitteln. Imperfektionen sind nur bei der stärker versagensgefährdeten Achse zu berücksichtigen. Ist diese jedoch nicht eindeutig bestimmbar, ist der Nachweis für beide Achsen getrennt und mit den jeweiligen Imperfektionen zu führen. Die Berücksichtigung von Imperfektionen, um beide Achsen gleichzeitig wirksam, ist nicht erforderlich. Die Beiwerte μ_{dy} und μ_{dz} dürfen für jede Achse getrennt ermittelt werden.

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,N,Rd}} = \frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y} \quad (2.20)$$

$$\frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,N,Rd}} = \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z} \quad (2.21)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0 \quad (2.22)$$

Beim Interaktionsnachweis (Gleichung (2.22)) wird von einer linearen Interaktion der Ausnutzungsgrade der beiden Achsen ausgegangen. Der Ansatz einer linearen Interaktionsbeziehung unterschätzt die tatsächlich vorhandene Tragfähigkeit zum Teil recht deutlich (vgl. Abbildung 2.9). Aus diesem Grund wird auf den Ansatz von α_M , beim Nachweis der gemeinsamen Wirkung beider Momente in Gleichung (2.22), verzichtet, um eine wirtschaftlichere Bemessung zu ermöglichen [4].

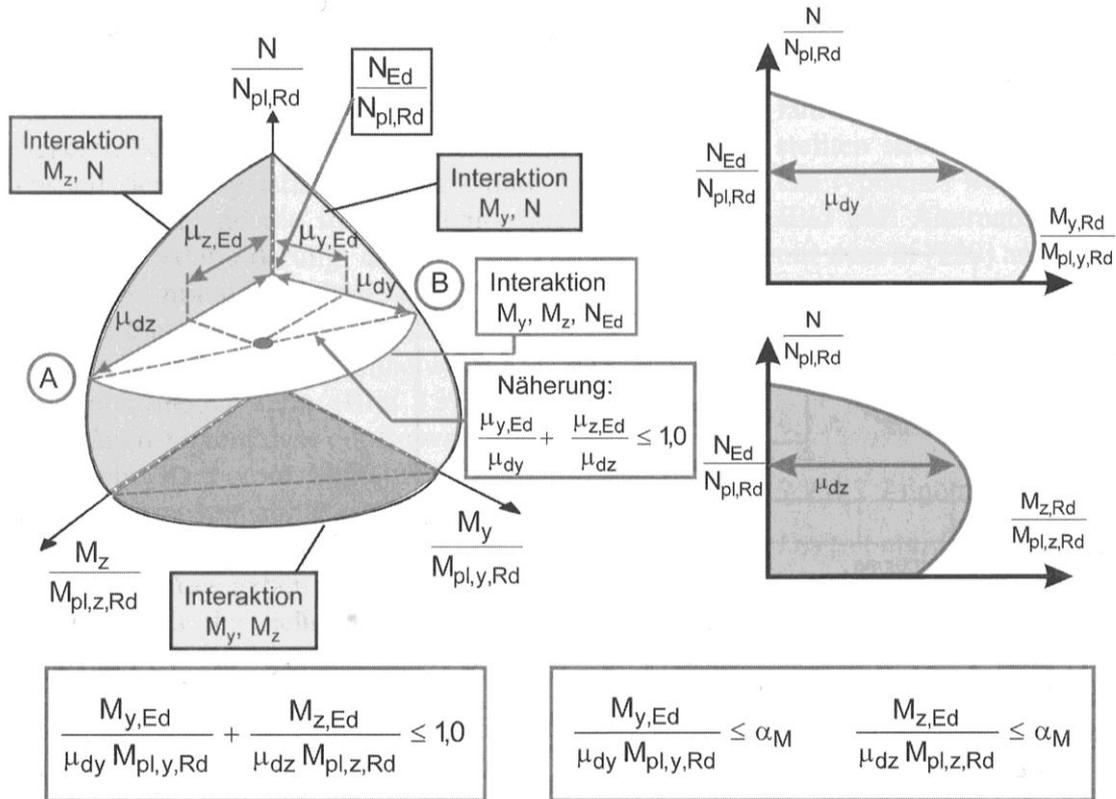


Abbildung 2.9: Vorgehensweise beim Tragfähigkeitsnachweis für Druck und zweiachsige Biegung [4]

Tragfähigkeitsnachweis bei planmäßig zentrischem Druck:

Bei Verbundstützen die planmäßig unter zentrischer Druckbeanspruchung stehen, kann der Tragfähigkeitsnachweis auf zwei verschiedene Arten geführt werden. Entweder werden die Schnittgrößen nach der Vorgehensweise a. oder b. am Beginn des Abschnitts 2.3 ermittelt und anschließend ein Tragfähigkeitsnachweis für Druck und einachsige Biegung nach Gleichung (2.19) geführt (Anm.: Die Momente entstehen nur aus der Imperfektion), oder die Schnittgrößen werden nach der Vorgehensweise c. ermittelt und der Nachweis wird mit der nachfolgenden Gleichung geführt:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (2.23)$$

Bei der Berechnung von $N_{pl,Rd}$ ist zu beachten, dass es sich nicht mehr um einen Querschnittsnachweis handelt, sondern um einen Bauteilnachweis und somit ist für f_{yd} der Teilsicherheitsbeiwert γ_{M1} nach EN 1993-1-1 zu verwenden.

Der Abminderungsfaktor χ ist mit Hilfe der maßgebenden europäischen Knickspannungslinie zu bestimmen. Die Zuordnung der Verbundquerschnitte zu den Knickspannungslinien ist Tabelle 2.1 zu entnehmen.

Ausbetonierte Hohlprofile mit Vollkernprofilen als Einstellprofile:

Obwohl die in Abbildung 2.10 dargestellten Querschnittsformen grundsätzlich innerhalb der Anwendungsgrenzen für das *Vereinfachte Bemessungsverfahren* liegen (EN 1994-1-1 liefert keine klare Aussage über die Form bzw. Geometrie der Einstellprofile), können sie trotzdem nicht danach bemessen werden. Ein Grund dafür ist, dass die Einstufung in die Knickspannungslinien unklar ist. Nach dem *Vereinfachten Bemessungsverfahren* wären für diese Querschnitte die Knickspannungslinien a oder b maßgebend, genaue Traglastberechnungen nach dem *Allgemeinen Bemessungsverfahren* zeigen jedoch, dass durch diese Einstufung die Tragfähigkeit deutlich überschätzt werden kann. Dies liegt vor allem daran, dass Vollkernprofile mit größeren Durchmessern erhebliche Eigenspannungen aufweisen können, welche in der Regel sogar die Streckgrenze erreichen. Diese Eigenspannungen führen zu einer deutlich ungünstigeren Einstufung.

Ein weiterer Grund ist, dass die im *Vereinfachten Bemessungsverfahren* vorgenommene Abminderung des vollplastischen Momentes mit dem Faktor α_M bei Stützenquerschnitten mit großen, plastischen Formbeiwerten auf der unsicheren Seite liegen kann. Außerdem stellt sich die Frage, welche Streckgrenze für das Vollkernprofil angesetzt werden soll, da in EN 10025 die Streckgrenzen nur für Erzeugnisse mit einer Dicke von maximal 250 mm geregelt ist. Bei solch großen Abmessungen kann auch nicht mehr von einer konstanten Streckgrenzenverteilung über das Kernprofil ausgegangen werden kann [4].

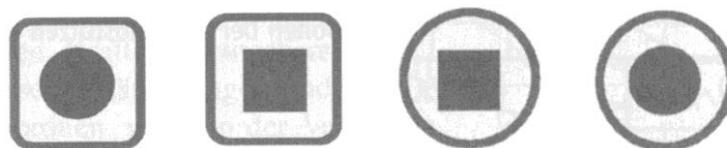


Abbildung 2.10: Verbundstützen mit Vollkernprofilen [4]

2.4. Nachweis gegen örtliches Beulen

Bei vollständig einbetonierten Stahlprofilen darf der Nachweis gegen örtliches Beulen entfallen, wenn eine entsprechende Betondeckung und Verbügelung vorhanden ist. Für alle anderen Querschnitte gilt der Nachweis als erfüllt, wenn die Grenzwerte nach Tabelle 2.3 eingehalten werden. Tritt der Fall ein, dass die Grenzwerte überschritten werden, so ist das örtliche Beulen von Querschnittsteilen bei der Bemessung zu berücksichtigen (Anm.: Sinngemäß wie im Stahlbau).

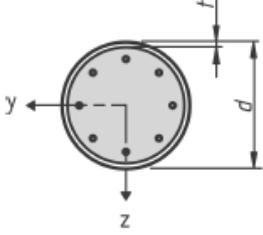
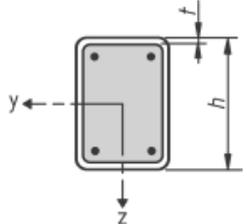
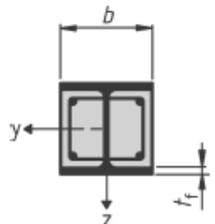
Querschnitt	$\max (d/t)$, $\max (h/t)$ und $\max (b/t_f)$
ausbetonierte Rohre 	$\max (d/t) = 90 \frac{235}{f_y}$
ausbetonierte rechteckige Hohlprofile 	$\max (h/t) = 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
teilweise einbetonierte I-Querschnitte 	$\max (b/t_f) = 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

Tabelle 2.3: Grenzwerte für den Nachweis gegen örtliches Beulen [8]

2.5. Nachweis der Lasteinleitung

In den Kräfteinleitungsbereichen und an Stellen mit Querschnittsänderungen sind in der Regel Verbundmittel anzuordnen, wenn in der Verbundfuge zwischen Stahlprofil und Beton der Bemessungswert der Verbundspannung τ_{Rd} nach Tabelle 2.4 überschritten wird. Die Längsschubkräfte ergeben sich aus den Teilschnittgrößen des Stahl- oder Stahlbetonquerschnitts im Bereich der Lasteinleitungslänge.

Die Lasteinleitungslänge sollte $2d$ oder $L/3$ nicht übersteigen, wobei d die kleinste Außenabmessung der Stütze und L die Stützenlänge ist. Grundsätzlich sind im Hinblick auf die Entstehung von Längsschubkräften drei Fälle zu unterscheiden [2]:

Fall 1: Die Lasteinleitung erfolgt über eine steife Kopfplatte gleichzeitig auf das Stahlprofil und den Betonteil. In diesem Fall sind keine Verbundmittel erforderlich, wenn nachgewiesen werden kann, dass die Fuge zwischen der Kopfplatte und dem Betonteil unter Berücksichtigung von Schwinden und Kriechen ständig überdrückt ist. Kann dieser Nachweis nicht erbracht werden, ist die Lasteinleitung so zu behandeln, als ob die Last nur auf den Stahlteil abgesetzt werden würde (siehe Fall 3).

Fall 2: Die Last wird nur auf den Betonteil abgesetzt. Über die Verbundmittel wird das Stahlprofil an der Lastabtragung beteiligt. Als Bemessungszeitpunkt ist $t = \infty$ zu wählen, da sich der Beton infolge von Schwinden und Kriechen der Beanspruchung entziehen will und so das Stahlprofil einen größeren Anteil der Last übernehmen muss. Es muss also mehr Last in das Stahlprofil ausgeleitet werden können, wodurch sich größere Längsschubkräfte ergeben.

Fall 3: Die Lasteinleitung erfolgt nur auf das Stahlprofil, die anteilige Last wird über Verbundmittel in den Betonteil eingeleitet. Die größten Längsschubkräfte ergeben sich zum Zeitpunkt $t = 0$, da der Beton sich im Laufe der Zeit der Last entziehen will.

Für Fall 2 und 3 erfolgt die Ermittlung der Schubkräfte meist auf Basis der plastischen Querschnittstragfähigkeiten der Teilquerschnitte.

2.5.1. Lasteinleitung bei ausbetonierten Hohlprofilen

Typische Lasteinleitungssituationen sind in Abbildung 2.11 dargestellt:

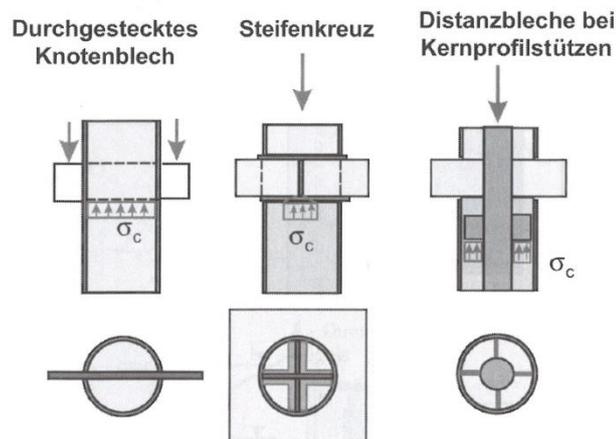


Abbildung 2.11: Beispiele für Lasteinleitungen in Hohlprofilen [4]

Die Betonspannungen im Bereich der Lasteinleitung sind nach Gleichung (2.24) zu begrenzen.

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left(1 + \eta_{cl} \frac{t f_y}{a f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{A_c f_{cd}}{A_1} \leq f_{yd} \quad (2.24)$$

mit: a ... Durchmesser oder Seitenlänge des Hohlprofils

A_1 ... Belastungsfläche

t ... Wandstärke des Hohlprofils

η_{cl} ... Beiwert zur Erfassung der Umschnürungswirkung

4,9 bei kreisförmigen Hohlprofilen

3,5 bei quadratischen Hohlprofilen

2.5.2. Lasteinleitung bei einbetonierten I-Profilen oder sonstigen Querschnitten

Eine typische Lasteinleitungssituation ist in Abbildung 2.12 (links) dargestellt. Die Betonspannungen sind für diesen Anwendungsfall nach Gleichung (2.25) zu begrenzen [4].

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq 3 f_{cd} \quad (2.25)$$

Werden bei I-Profilen Kopfbolzendübel an den Stegen angeordnet, so darf für jede Dübelreihe berücksichtigt werden, dass an den Innenseiten der Flansche zusätzliche Reibungskräfte entstehen. Diese Reibungskräfte entstehen dadurch, dass im Traglastzustand das Aufspalten des Betons, aufgrund von entstehenden Spaltzugkräften, durch die Flansche behindert wird (siehe Abbildung 2.12, rechts).

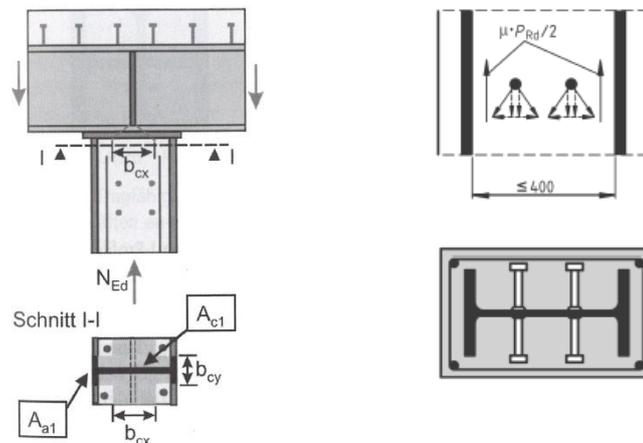
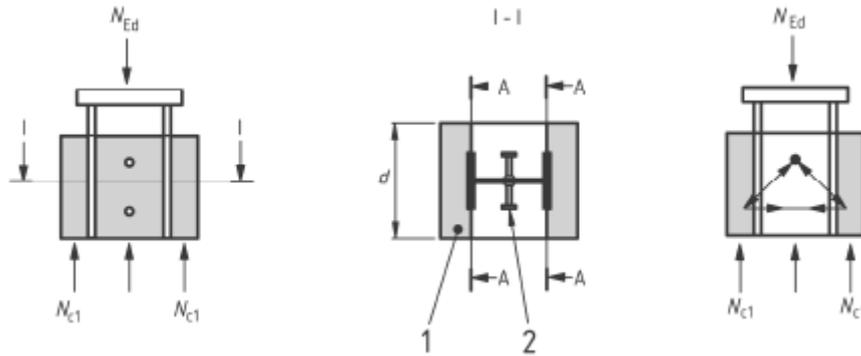


Abbildung 2.12: Beispiel für eine Lasteinleitung in ein teilweise einbetoniertes I-Profil (links) [4], Reibungskräfte an den Innenseiten der Flansche (rechts) [8]

Bei vollständig einbetonierten I-Profilen bei denen die Lasteinleitung nur auf das Stahlprofil oder den Betonteil erfolgt, ist die erforderliche Bügelbewehrung zum Anschluss derjenigen Querschnittsteile, welche nicht direkt über Verbundmittel angeschlossen sind, mit Hilfe des in Abbildung 2.13 dargestellten Fachwerksmodelles (Druckstrebenneigung 45°) zu ermitteln.



1... nicht direkt angeschlossene Querschnittsfläche

2... direkt angeschlossene Querschnittsfläche

Abbildung 2.13: Definition und Fachwerkmodell für nicht direkt angeschlossene Querschnittsflächen [8]

2.6. Nachweis der Längsschubtragfähigkeit zwischen Beton- und Stahlquerschnittsteilen

Außerhalb der Kräfteinleitungsbereiche ist im Allgemeinen ein Nachweis der Verbund sicherung erforderlich, wenn die Stütze durch Querlasten und/oder Randmomente beansprucht wird. Wenn die aus dem Bemessungswert der Längsschubkraft resultierenden Verbundspannungen den Bemessungswert der Verbundtragfähigkeit τ_{Rd} überschreiten, ist die Anordnung von Verbundmitteln erforderlich.

Die Verbundspannungen zwischen Stahl und Beton dürfen näherungsweise elastisch ermittelt werden. Das Langzeitverhalten, sowie die Rissbildung des Betons sind dabei zu berücksichtigen. Für unbeschichtete Stahloberflächen, die frei von Schmierstoffen, loser Walzhaut und losem Rost sind, dürfen die Verbundtragfähigkeiten nach Tabelle 2.4 angesetzt werden.

Querschnitt	τ_{Rd} in N/mm ²
vollständig einbetonierte Stahlprofile	0,30
ausbetonierte kreisförmige Hohlprofile	0,55
ausbetonierte rechteckige Hohlprofile	0,40
Flansche von teilweise einbetonierten Profilen	0,20
Stege von teilweise einbetonierten Profilen	0,00

Tabelle 2.4: Bemessungswerte der Verbundtragfähigkeit [8]

Die in Tabelle 2.4 angegebene Verbundtragfähigkeit für vollständig einbetonierte Stahlprofile gilt für eine Betondeckung von $c_{z,min} = 40$ mm. Werden größere Betondeckungen ausgeführt, darf der angegebene Wert um den Faktor β_c nach Gleichung (2.26) erhöht werden.

$$\beta_c = 1 + 0,02 c_z \left(1 - \frac{c_{z,min}}{c_z} \right) \leq 2,5 \quad (2.26)$$

Ohne genaueren Nachweis ist für teilweise einbetonierte I-Profile, welche einer Querkraftbeanspruchung $V_{y,Ed}$ infolge Biegung um die schwache Achse ausgesetzt sind, stets eine Verdübelung erforderlich. Wird der Beton zur Aufnahme der Querkraftbeanspruchung herangezogen, ist die erforderliche Bügelbewehrung kraftschlüssig mit dem Steg des Stahlprofils zu verbinden (anschweißen oder durchstecken).

2.7. Bauliche Durchbildung

2.7.1. Betondeckung von Stahlprofil und Bewehrung

Die Betondeckung der Bewehrung muss EN 1992-1-1 entsprechen. Die Betondeckung der Gurte bei vollständig einbetonierten I-Profilen muss mindestens 40 mm oder $b/6$ betragen, wobei b die Breite des Gurtes ist.

2.7.2. Längs- und Bügelbewehrung

Um die Längsbewehrung bei vollständig oder teilweise einbetonierten I-Profilen im Tragsicherheitsnachweis berücksichtigen zu können, ist eine Mindestlängsbewehrung von 0,3 % der Betonfläche erforderlich. In jedem Fall ist eine Mindestlängsbewehrung mit $\varnothing 8$ mm und einem maximalen Stababstand von 250 mm, sowie eine Mindestbügelbewehrung mit einem Mindeststabdurchmesser von 6 mm und einem maximalen Abstand von 200 mm erforderlich.

Bei ausbetonierten Hohlprofilen ist die Ausführung ohne Längsbewehrung nur in jenen Fällen zulässig, in denen keine Heißbemessung (Brandfall) erforderlich ist.

3

3. Parameterstudie zur Nachvollziehung der Regelungen aus EN 1994-1-1

3.1. Vorbemerkung

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der EXCEL-Parameterstudie dargestellt. Ziel dieser Studie ist es, die Normenregelungen nachvollziehen zu können, sowie auf gewisse Besonderheiten beim Umgang mit Verbundstützen hinzuweisen.

Besonderes Augenmerk wird auf die Zuordnung der Verbundstützen zu den europäischen Knickspannungslinien und gleichzeitig auch auf die Festlegung der geometrischen Ersatzimperfektionen gelegt. Weiters wird untersucht, wie sich die, im Verbundbau übliche Vorgehensweise zur Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit, mit Hilfe von vollplastischen Spannungsblöcken, auf die Bemessung von Verbundstützen auswirkt.

Der Umfang der Parameterstudie ergibt sich aus den diversen Querschnittstypen, Materialien und zulässigen Schlankheiten, welche in EN 1994-1-1 geregelt sind.

3.2. Grundlagen

In den folgenden Betrachtungen wird von einer gelenkig, gelagerten Stütze mit konstantem Momentenverlauf ausgegangen. Die Berechnungen werden auf Grundlage des *Vereinfachten Bemessungsverfahrens* aus EN 1994-1-1 durchgeführt. Die Ermittlung der Bemessungsmomente, unter Berücksichtigung der Effekte aus Theorie II. Ordnung, erfolgt auf Grundlage von Gleichung (3.1). Die damit abgedeckten Fälle sind in Abbildung 3.1 ersichtlich [4].

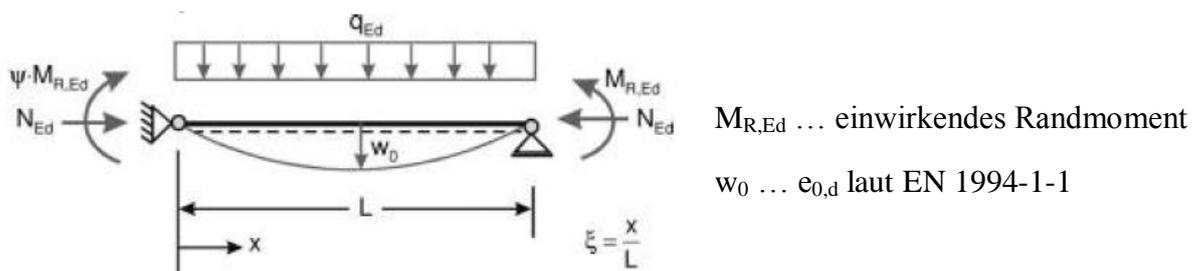


Abbildung 3.1: Statisches System, Imperfektionen und Belastung [4]

$$M_{Ed}^II = \left[\frac{1}{2} M_{R,Ed}^I (\psi - 1) + M_0 \right] \frac{\sqrt{1 - c^2}}{\cos\left(\frac{\varepsilon}{2}\right)} - M_0 \quad (3.1)$$

mit: M_{Ed}^II ... maximales Moment am Stab

$$M_0 = (qL^2 + 8 N_{Ed} e_{0,d}) \frac{1}{\varepsilon^2}$$

$$c = \frac{M_{R,Ed}^I (1 - \psi)}{M_{R,Ed}^I (\psi + 1) + 2 M_0 \tan\left(\frac{\varepsilon}{2}\right)}$$

$$\varepsilon = L \sqrt{\frac{N_{Ed}}{(EI)_{eff,II}}} \dots \text{Stabkennzahl}$$

$$\xi_M = \frac{1}{2} + \frac{\arctan(c)}{\varepsilon} \dots \text{Lage des maximalen Moments}$$

Für den betrachteten Fall (Druckstab mit parabelförmiger Vorkrümmung, konstanter Momentenverlauf, keine Querbelastung → maximales Moment tritt immer in Stabmitte auf) vereinfacht sich Gleichung (3.1) zu:

$$M_{Ed}^II = [M_{R,Ed}^I + M_0] \frac{1}{\cos\left(\frac{\varepsilon}{2}\right)} - M_0 \quad (3.2)$$

$$\text{mit: } M_0 = 8 N_{Ed} e_{0,d} \frac{1}{\varepsilon^2}$$

$$c = 0$$

$$\xi_M = 0,5$$

Wobei $e_{0,d}$ die maximale Auslenkung der geometrischen Ersatzimperfektion in Abhängigkeit von der jeweiligen Knickspannungslinie bezeichnet (vgl. Tabelle 2.1). Zu beachten ist, dass für die Biegesteifigkeit $(EI)_{eff,II}$ nach Gleichung (2.17) zu verwenden ist, da es sich um eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung handelt.

3.2.1. Knickspannungslinien und geometrische Ersatzimperfektionen

Zur Bestimmung der Knickspannungslinien und der zutreffenden geometrischen Ersatzimperfektionen wird von einer planmäßig, zentrisch belasteten Stütze ($M_{R,Ed}^I = 0$) ausgegangen. Wird nun auch noch das Nachweisformat nach Gleichung (2.19) eingeführt, ergibt sich im Grenzzustand der Tragfähigkeit:

$$\alpha_M M_{pl,N,Rd} = \frac{8 N_{Ed} e_{0,d}}{\varepsilon^2} \left(\frac{1}{\cos\left(\frac{\varepsilon}{2}\right)} - 1 \right)$$

mit: $N_{Ed} = \chi N_{pl,Rd}$

$M_{pl,N,Rd}$... mithilfe der vollplastischen Interaktionskurve (3.3)

ermittelte Momententragfähigkeit bei
gleichzeitiger Wirkung von N_{Ed}

Für die Rückrechnung der Knickspannungslinien aus den geometrischen Ersatzimperfektionen $e_{0,d}$ wird Gleichung (3.4), auf Basis von Gleichung (3.3), verwendet.

$$\chi = \frac{\alpha_M M_{pl,N,Rd} \varepsilon^2}{8 N_{pl,Rd} e_{0,d} \left(\frac{1}{\cos\left(\frac{\varepsilon}{2}\right)} - 1 \right)} \quad (3.4)$$

Mithilfe von Gleichung (3.4) kann für eine bestimmte Schlankheit jene Normalkraft ermittelt werden, die erforderlich ist, um im maßgebenden Querschnitt (dieser liegt in Stabmitte) eine vollständige Ausnutzung, aufgrund von Druck und einachsiger Biegung, im Sinne der Gleichung (2.19), zu erreichen. Diese Normalkraft entspricht der Tragfähigkeit für planmäßig zentrischen Druck unter Berücksichtigung der Effekte aus Theorie II. Ordnung und der geometrischen Ersatzimperfektion.

Für die Rückrechnung der geometrischen Ersatzimperfektionen aus den europäischen Knickspannungslinien wird Gleichung (3.3) umgeformt zu:

$$e_{0,d} = \frac{\alpha_M M_{pl,N,Rd} L^2}{8 (EI)_{eff,II} \left(\frac{1}{\cos\left(\frac{\varepsilon}{2}\right)} - 1 \right)} \quad (3.5)$$

Gleichung (3.5) liefert die Größe der geometrischen Ersatzimperfektion, die erforderlich ist, um mit einer Stütze einer bestimmten Schlankheit, die Tragfähigkeit aufgrund der europäischen

Knickspannungslinie zu erreichen. Auch hier gilt wieder, dass im maßgebenden Querschnitt die volle Ausnutzung im Sinne von Gleichung (2.19) erreicht wird.

3.2.2. Biegesteifigkeit von Verbundstützen

Eine Besonderheit im Umgang mit Verbundstützen ist, dass zwei verschiedene Biegesteifigkeiten zur Anwendung kommen. Aus diesem Grund wird hier kurz darauf eingegangen, wie sich diese Biegesteifigkeiten im Laufe der Zeit und in den verschiedenen Normengenerationen entwickelt haben.

Im Lauf der Entwicklung der Vorschriften und Regelwerke für Verbundstützen hat sich die Definition der Biegesteifigkeit mehrmals verändert. Grund dafür ist, dass sich im Laufe der Zeit das Sicherheitskonzept, die Definition der Festigkeitswerte, die Erfassung des Einflusses von Imperfektionen und auch das verwendete Nachweisverfahren geändert haben [11].

Die Biegesteifigkeit der Stütze setzt sich aus den Anteilen des Baustahles, des Betons und des Bewehrungsstahles zusammen, wobei der Betonanteil mit den größten Unsicherheiten behaftet ist. Die Steifigkeit des Betons ist von der jeweiligen Belastung abhängig und wird unter Zugbelastung maßgeblich durch die Rissbildung beeinflusst. Des Weiteren sind die Eigenschaften des Betons stark von seiner Zusammensetzung abhängig. Aus diesem Grund wird die effektive Biegesteifigkeit über den E-Modul des Betons gesteuert. 1976 wurde ein erster Bemessungsvorschlag auf Basis der europäischen Knickspannungslinien veröffentlicht, zur Berechnung der dimensionslosen Schlankheit $\bar{\lambda}$ wird dort die Biegesteifigkeit $(EI)_w$ nach Gleichung (3.6) verwendet [11].

$$(EI)_w = E_a I_a + E_{bi} I_b + E_a I_s \quad (3.6)$$

Anm.: Für die Bewehrung wird in [11] der E-Modul E_a des Baustahls anstelle von E_s verwendet.

Für den Wert E_{bi} , der Index i steht für „ideell“, wird:

$$\begin{aligned} E_{bi} &= 500 \beta_R \\ \text{mit: } \beta_R &= 0,7 \beta_{WN} \text{ (betongefüllte Hohlprofile)} \\ \beta_R &= 0,6 \beta_{WN} \text{ (einbetonierte Querschnitte)} \end{aligned} \quad (3.7)$$

verwendet. β_{WN} bezeichnet die Würfeldruckfestigkeit des Betons. Die Vergleichsberechnungen, die zu dieser Festlegung geführt hatten, umfassten Stützen mit einer Schlankheit von $\bar{\lambda} \leq 0,5$. Bei

Stützen mit niedrigen Schlankheiten überwiegt der Einfluss des Plastizierens, während die Schlankheit und damit die Steifigkeitsabnahme nur eine untergeordnete Rolle spielen. Im höherschlanken Bereich wird daher eine bessere Übereinstimmung mit den Knickspannungslinien erreicht, wenn der Berechnung

$$E_{bi} = 500 \beta_{WN} \quad (3.8)$$

zugrunde gelegt wird. Diese Festlegung wurde später dann auch in die Regelwerke aufgenommen. Mit der Entwicklung der Eurocodes wurde das semiprobabilistische Sicherheitskonzept eingeführt und der Beton wurde nicht mehr über die Würfeldruckfestigkeit β_{WN} , sondern über die Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} charakterisiert. Als kennzeichnenden Index für Beton wird von nun an c anstatt b verwendet und der Index i wird durch den Index e für „effective“ ersetzt [11].

Mit der üblichen Umrechnung $f_{ck} = 0,83 \beta_{WN}$ ergibt sich der Betonmodul zu:

$$E_{ce} = \frac{500}{0,83} \beta_{WN} \cong 600 f_{ck} \quad (3.9)$$

Die Definition der anzusetzenden Betonfestigkeit wurde ebenfalls angepasst. Für ausbetonierte Hohlprofile ist f_{ck} zu verwenden, bei einbetonierten Querschnitten $0,85 f_{ck}$. Die Bestimmungen der EN 1994-1-1 wurden an jene der EN 1992-1-1 angepasst, da diese als Bezugsdokument dient. In EN 1992-1-1 wurde der E-Modul des Betons von nun an als Sekantenmodul E_{cm} definiert. Für den Sekantenmodul wurde analog zu EN 1992-1-1 ein Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_c = 1,35$ angesetzt [11].

$$E_{ce} = 0,8 \frac{E_{cm}}{\gamma_c} \quad (3.10)$$

Bei der Überprüfung der vorgestellten Regelung auf ihre Genauigkeit und Wirtschaftlichkeit wurden teilweise unsichere Versuchsergebnisse festgestellt. Der Grund dafür war, dass bei der Auswertung von Versuchen die Teilsicherheitsbeiwerte zu 1,0 gesetzt wurden, auch jener in Gleichung (3.10). Bei diesem E-Modul handelte es sich jedoch um einen kalibrierten Wert, der nicht aus statistischen Sicherheitsanalysen hervorgegangen war, daher durfte auch der Teilsicherheitsbeiwert nicht zu 1,0 gesetzt werden.

Um weitere Missverständnisse zu vermeiden, wurde dieser Wert mit 1,35 festgeschrieben und nicht mehr als Teilsicherheitsbeiwert ausgewiesen.

$$E_{ce} = \frac{0,8}{1,35} E_{cm} \approx 0,6 E_{cm} \quad (3.11)$$

In Tabelle 3.1 werden die Werte des effektiven Beton E-Moduls die sich aufgrund von Gleichung (3.9) bzw. (3.11) ergeben gegenübergestellt. Die aktuelle Definition nach Gleichung (3.11) liefert für höherfeste Betone deutlich geringere Werte. Die Streuung des effektiven Beton E-Moduls bei Verwendung von Gleichung (3.11) ist geringer als bei Gleichung (3.9).

	$E_{ce} = 600 f_{ck}$ nach Gleichung (3.9)	$E_{ce} = 0,6 E_{cm}$ nach Gleichung (3.11)
C25/30	15000 MPa	18600 MPa
C40/50	24000 MPa	21000 MPa
C50/60	30000 MPa	22200 MPa

Tabelle 3.1: Vergleich der unterschiedlichen Definitionen des effektiven Beton E-Moduls

Die Definition des effektiven Beton-E-Moduls nach Gleichung (3.11) findet sich auch in der endgültigen Fassung der EN 1994-1-1 wieder:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + 0,6 E_{cm} I_c + E_s I_s \quad (3.12)$$

In EN 1994-1-1 werden auch zum ersten Mal explizit Angaben zu Imperfektionen für Verbundstützen gemacht, bisher wurden die Imperfektionen über eine Reduktion der Interaktionskurve berücksichtigt. Bei der Ermittlung dieser Imperfektionen hat sich gezeigt, dass unter Verwendung der in Gleichung (3.12) angegebenen Biegesteifigkeit keine verwertbaren Ergebnisse erzielt werden konnten, da die Ergebnisse auf keinen eindeutigen Grenzwert zuliefen. Analog, wie bei der Bestimmung der Imperfektionen für reine Stahlstützen, wurde auch bei den Verbundstützen die Biegesteifigkeit modifiziert.

Bei Stahlstützen wurde der Faktor 1,1 eingeführt und als Sicherheitsfaktor definiert, sinngemäß wurde bei den Verbundstützen die einzelnen Anteile der Biegesteifigkeit durch die jeweiligen Teilsicherheitsfaktoren dividiert [11].

$$(EI)_{eff,II} = \frac{E_a I_a}{1,1} + \frac{0,6 E_{cm} I_c}{1,35} + \frac{E_s I_s}{1,15} \quad (3.13)$$

Mit dieser Biegesteifigkeit konnten sinnvolle Angaben zu den Imperfektionen gemacht werden. Der Zusatzindex „II“ soll darauf hinweisen, dass diese Biegesteifigkeit bei der Berechnung nach Theorie II. Ordnung, unter Berücksichtigung von Imperfektionen, zu verwenden ist. Biegesteifigkeit und Imperfektion sind unmittelbar miteinander verknüpft. Um die bereits zuvor erwähnte Problematik bei der Kontrolle mittels Versuchsergebnissen zu vermeiden, wurde Gleichung (3.13) in der endgültigen Fassung der EN 1994-1-1 formal anders angeschrieben [11].

$$(EI)_{eff,II} = 0,9 \left(\frac{E_a I_a}{0,9 \cdot 1,1} + \frac{0,6 E_{cm} I_c}{0,9 \cdot 1,35} + \frac{E_s I_s}{0,9 \cdot 1,15} \right)$$
$$(EI)_{eff,II} = 0,9 (E_a I_a + 0,5 E_{cm} I_c + E_s I_s) \quad (3.14)$$

3.2.3. Dehnungsbeschränkung

Um darstellen zu können, wie sich die Verwendung der vollplastischen Spannungsblöcke auf die Interaktionskurve auswirkt, wird die vollplastische Interaktionskurve mit dehnungsbeschränkt ermittelten Interaktionskurven verglichen. Für den Baustahl und den Bewehrungsstahl wird eine bilineare Spannungs-Dehnungsbeziehung ohne Wiederverfestigung verwendet. Für den Beton sind nach EN 1992-1-1 verschiedene Spannungs-Dehnungsbeziehungen zulässig, zur Anwendung kommt das übliche Parabel-Rechteck-Diagramm.

In Abhängigkeit von der zulässigen Randstauchung des Betons werden in den nachfolgenden Abschnitten drei verschiedene, auf Grenzdehnungen basierende, Interaktionskurven betrachtet:

- Variante a: Keine Begrenzung der Randstauchung $\varepsilon_{cu2} = \infty$
- Variante b: Begrenzung der Randstauchung auf $\varepsilon_{cu2} = -2,00 \text{ ‰}$
- Variante c: Begrenzung der Stauchungen gemäß EN 1992-1-1, $\varepsilon_{cu2} = -3,50 \text{ ‰}$.
Zusätzlich wird die Stauchung des Betonquerschnittes auf Höhe der Schwerachse mit $\varepsilon_{c2} = -2,00 \text{ ‰}$ begrenzt.

3.3. Teilweise einbetonierte I-Profile

3.3.1. Variation der verwendeten Baustoffe

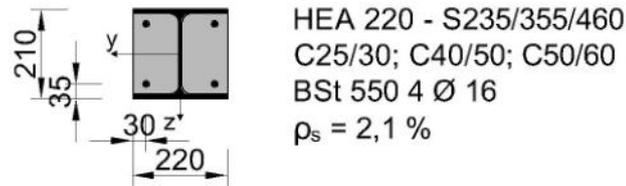


Abbildung 3.2: Querschnitt für die Parameterstudie

Es werden 6 verschiedene Kombinationen von Stahl- und Betongüte für die Berechnung herangezogen, um einen möglichst großen Bereich innerhalb der Anwendungsgrenzen des Vereinfachten Bemessungsverfahrens abzudecken. Der betrachtete Querschnitt ist in Abbildung 3.2 dargestellt.

- **Knicken um die y-Achse:**

Als Referenzergebnis nach EN 1994-1-1 gilt (vgl. Tabelle 2.1): KSL b bzw. $e_{0,d} = L/200$

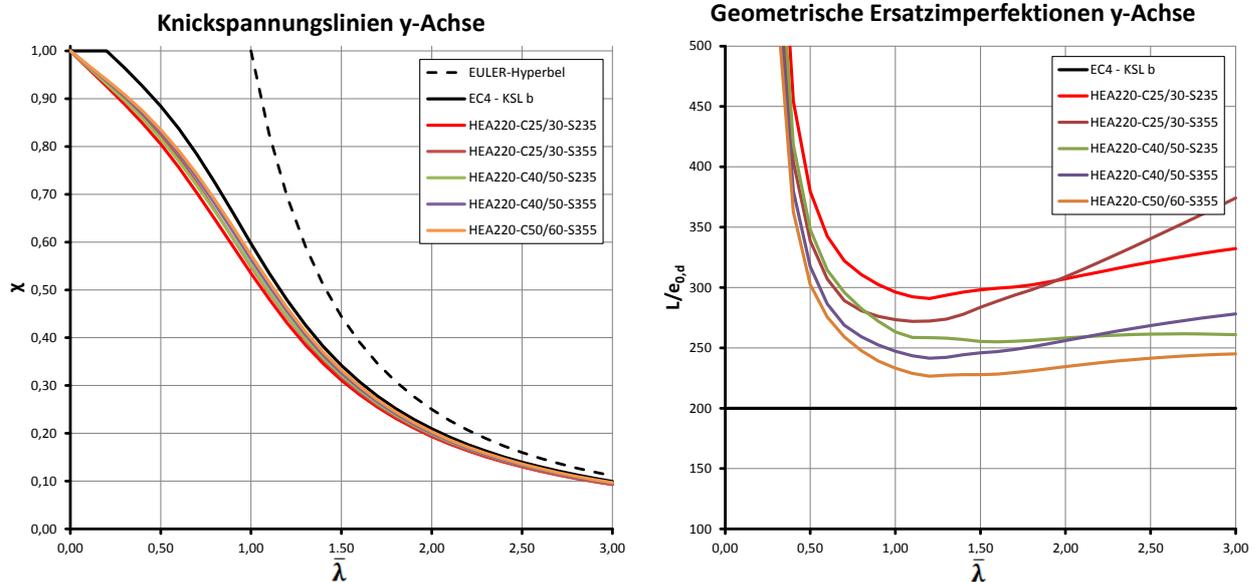


Abbildung 3.3: Einfluss verschiedener Baustoffkombinationen für Knicken um die y-Achse

Die Berechnung mit geometrischen Ersatzimperfectionen ergibt eine geringere Tragfähigkeit als die europäische Knickspannungslinie (Abbildung 3.3 links). Der Unterschied nimmt bei zunehmender Schlankheit jedoch ab und die Tragfähigkeiten nähern sich, unabhängig von den verwendeten Materialien, der Knickspannungslinie an. Obwohl die Abbildungen bis zu einer bezogenen

Schlankheit von 3,00 reichen, soll an dieser Stelle noch einmal erwähnt werden, dass die Anwendung des *Vereinfachten Bemessungsverfahrens* nur bis zu einer bezogenen Schlankheit von 2,00 zulässig ist.

In der zweiten Darstellung (Abbildung 3.3 rechts) ist die geometrische Ersatzimperfektion dargestellt, die theoretisch erforderlich wäre, um die Tragfähigkeit der Knickspannungslinie zu erreichen. Hier ist die große Bandbreite, die sich auf Grund der verwendeten Materialien ergibt, auffällig. Einen wesentlichen Einfluss auf die Größe der Ersatzimperfektion hat die verwendete Betongüte. In früheren Regelwerken war daher angedacht, die Ersatzimperfektion für verschiedene Betongüten gesondert anzugeben. Der Einfluss der verwendeten Stahlgüte nimmt bei Erhöhung der Betongüte ab, eine höhere Stahlgüte hat aber einen stärkeren Anstieg der Kurve nach Erreichen des Scheitelpunktes zur Folge.

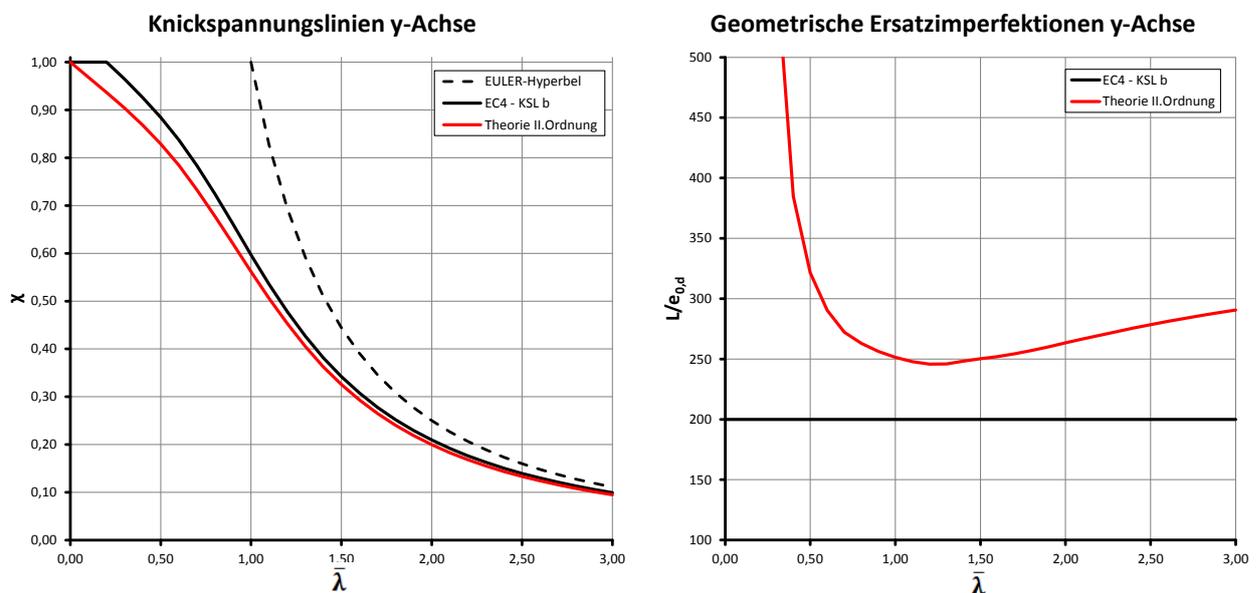


Abbildung 3.4: Variante mit C50/60 und S460 – Knicken um die y-Achse

Der Grund dafür, dass die Materialkombination mit S460 in Abbildung 3.4 separat dargestellt wird, liegt darin, dass im Nachweisformat α_M nicht mehr mit 0,9, sondern mit 0,8 berücksichtigt wird. Diese Materialkombination, welche die obere Grenze des *Vereinfachten Bemessungsverfahrens* abbildet, liegt in etwa im Bereich der Kombination C40/50 mit S355. Die ungünstigste Materialkombination im Hinblick auf die Festlegung der geometrischen Ersatzimperfektion ist durch einen Beton der Güte C50/60 mit einem S355 Stahlprofil gegeben, siehe Abbildung 3.3 rechts.

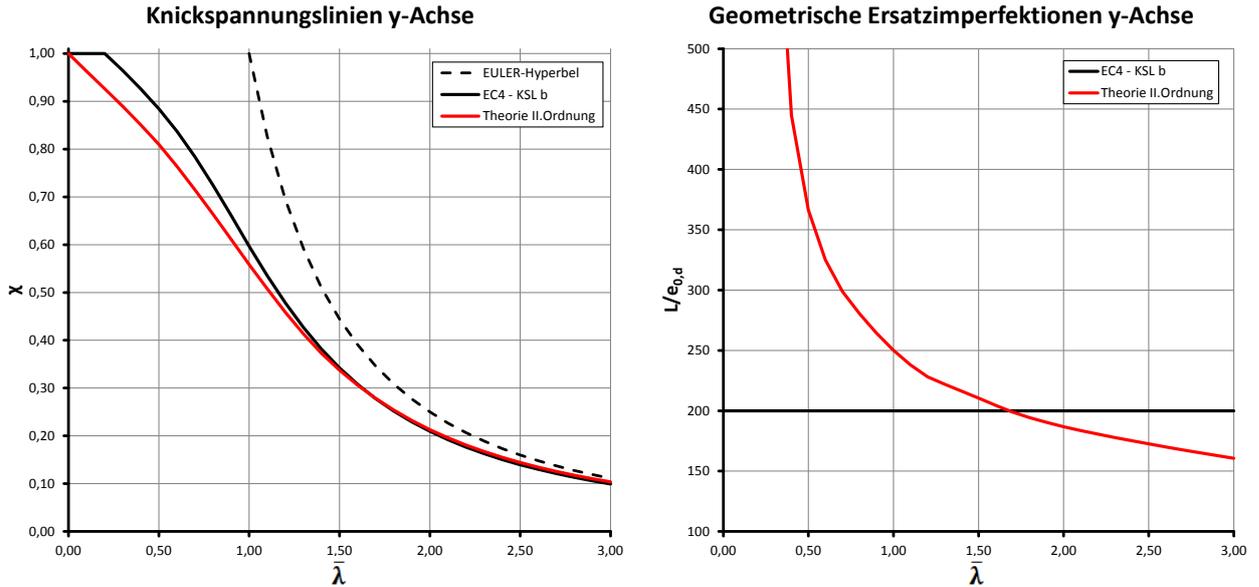


Abbildung 3.5: Berechnung mit $(EI)_{\text{eff}}$ anstatt $(EI)_{\text{eff,II}}$ (C25/30 und S235) – Knicken um die y-Achse

Abbildung 3.5 zeigt den Fall, wenn der Berechnung $(EI)_{\text{eff}}$ nach Gleichung (2.13) anstelle von $(EI)_{\text{eff,II}}$ nach Gleichung (2.17) zugrunde gelegt wird. Wie in 3.2.2 beschrieben, führt dies dazu, dass die Berechnungsergebnisse keinen eindeutigen Grenzwert aufweisen.

Die bisherigen Ergebnisse zeigen, dass die Berechnung mit geometrischen Ersatzimperfectionen nach Tabelle 2.1 durchwegs konservative Werte liefert. Bisher wurden jedoch keine Langzeiteffekte berücksichtigt. Im nächsten Schritt wird die Kriechzahl für diesen Querschnittstyp bestimmt, welche benötigt wird, um den E-Modul des Betons auf $E_{c,\text{eff}}$ nach Gleichung (2.14) abzumindern. Durch die Verwendung von $E_{c,\text{eff}}$ anstelle von $E_{c,m}$ werden im *Vereinfachten Bemessungsverfahren* die Langzeiteffekte berücksichtigt.

Bestimmung der Kriechzahl ϕ :

$$U = 2 h + 0,5 b = 2 \cdot 210 + 0,5 \cdot 220 = 530 \text{ mm (Ermittlung von U nach [4] S. 335)}$$

$$h_0 = \frac{2 A_c}{U} = \frac{2 \cdot 39000}{530} = 147 \text{ mm}$$

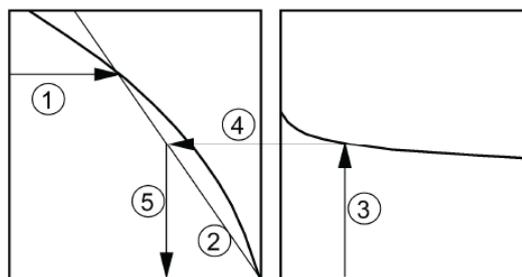
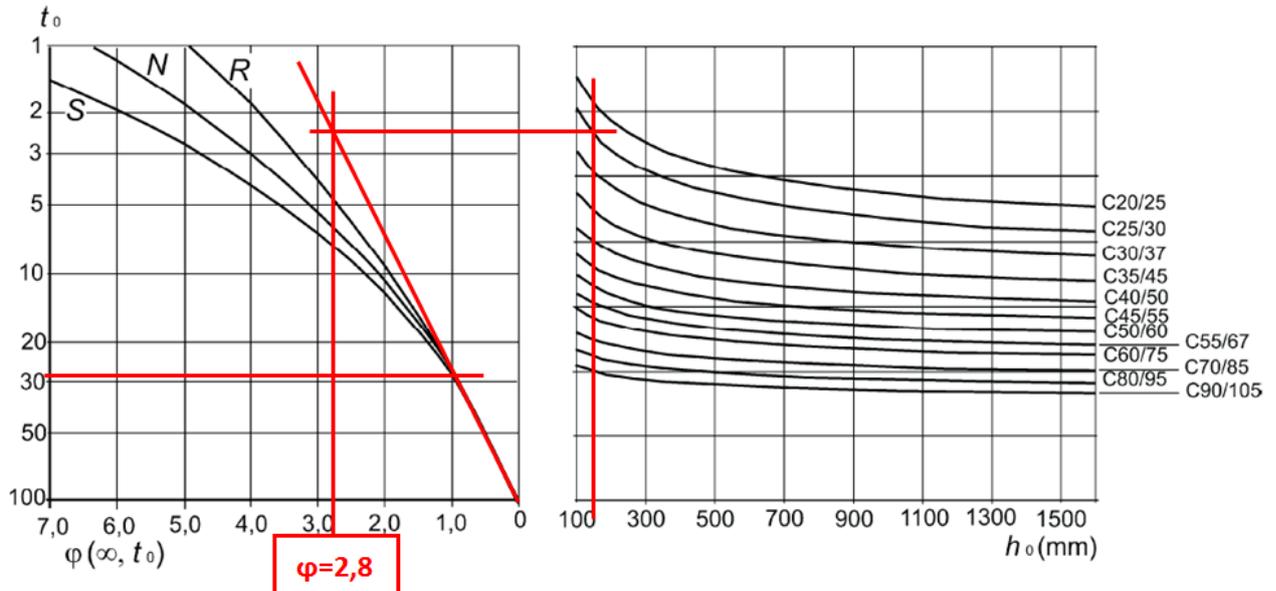


Abbildung 3.6: grafische Vorgehensweise zur Ermittlung von ϕ nach [9]



a) trockene Innenräume, relative Luftfeuchte = 50%

Abbildung 3.7: Bestimmung der Kriechzahl nach [9]

Mit der Annahme, dass 50 % des Bemessungswertes der Normalkraft ständig wirken ($N_{G,Ed}/N_{Ed} = 0,50$), ergeben sich die folgenden reduzierten Biegesteifigkeiten:

Querschnitt: teilweise einbetonierter HEA220 aus C25/30 und S235

$$I_a = 5410 \text{ cm}^4 \quad I_c = 11175 \text{ cm}^4 \quad I_s = 394 \text{ cm}^4$$

$$E_a = 210000 \text{ MPa} \quad E_{cm} = 31000 \text{ MPa} \quad E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + \frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \varphi_t} = 31000 \frac{1}{1 + 0,5 \cdot 2,8} = 12917 \text{ MPa} \approx 0,42 E_{cm}$$

$$(EI)_{eff,II, t=0} = K_0 (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c) = 0,9 (210000 \cdot 5410 + 200000 \cdot 394 + 0,5 \cdot 31000 \cdot 11175) \cdot 10^{-5} = 12493 \text{ kNm}^2$$

$$(EI)_{eff,II, t=\infty} = K_0 (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c) = 0,9 (210000 \cdot 5410 + 200000 \cdot 394 + 0,5 \cdot 12917 \cdot 11175) \cdot 10^{-5} = 11584 \text{ kNm}^2 \approx 0,93 (EI)_{eff,II, t=0}$$

Durch die Berücksichtigung von Langzeiteffekten wird der E-Modul des Betons auf 42 % reduziert. Die Biegesteifigkeit der Stütze wird ebenso reduziert, jedoch nicht in demselben Ausmaß wie der Beton E-Modul, da das Stahlprofil den größten Anteil an der Biegesteifigkeit liefert. Vor allem bei vollständig einbetonierten I-Profilen reduziert sich die Biegesteifigkeit, aufgrund des größeren Betonanteils, deutlich stärker. Bei ausbetonierten Hohlprofilen hält sich dieser Effekt in Grenzen, da deutlich geringere Kriechzahlen zu berücksichtigen sind.

In Abbildung 3.8 und 3.9 sind die Ergebnisse dargestellt, die sich unter Berücksichtigung der Langzeiteffekte ergeben.

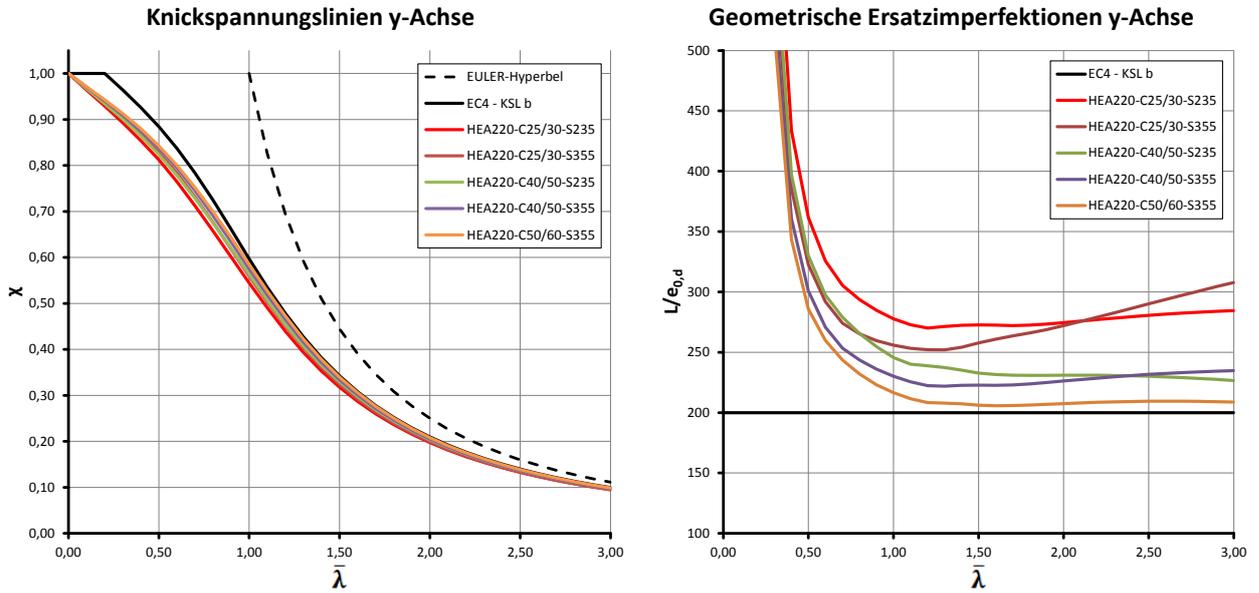


Abbildung 3.8: Berücksichtigung des Langzeitverhaltens des Betons mit $N_{G,Ed}/N_{Ed} = 0,50$ – Knicken um die y-Achse

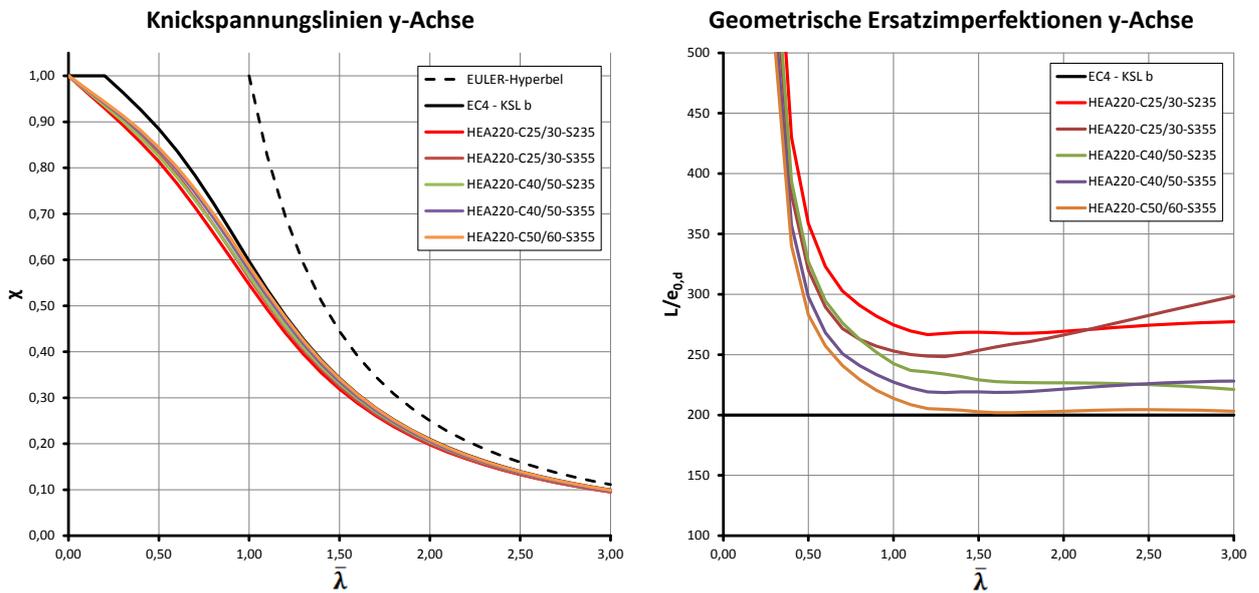


Abbildung 3.9: Berücksichtigung des Langzeitverhaltens des Betons mit $N_{G,Ed}/N_{Ed} = 0,75$ – Knicken um die y-Achse

Die Berücksichtigung von Langzeiteffekten führt dazu, dass sich die Kurven noch besser an die geometrische Ersatzimperfection annähern, siehe Abbildung 3.8 und 3.9. Die Form und der

Abstand der Kurven untereinander bleiben unverändert. Die Festlegung der geometrischen Ersatzimperfection in EN 1994-1-1 kann somit bestätigt werden.

- **Knicken um die z-Achse:**

Als Referenzergebnis nach EN 1994-1-1 gilt (vgl. Tabelle 2.1): KSL c bzw. $e_{0,d} = L/150$

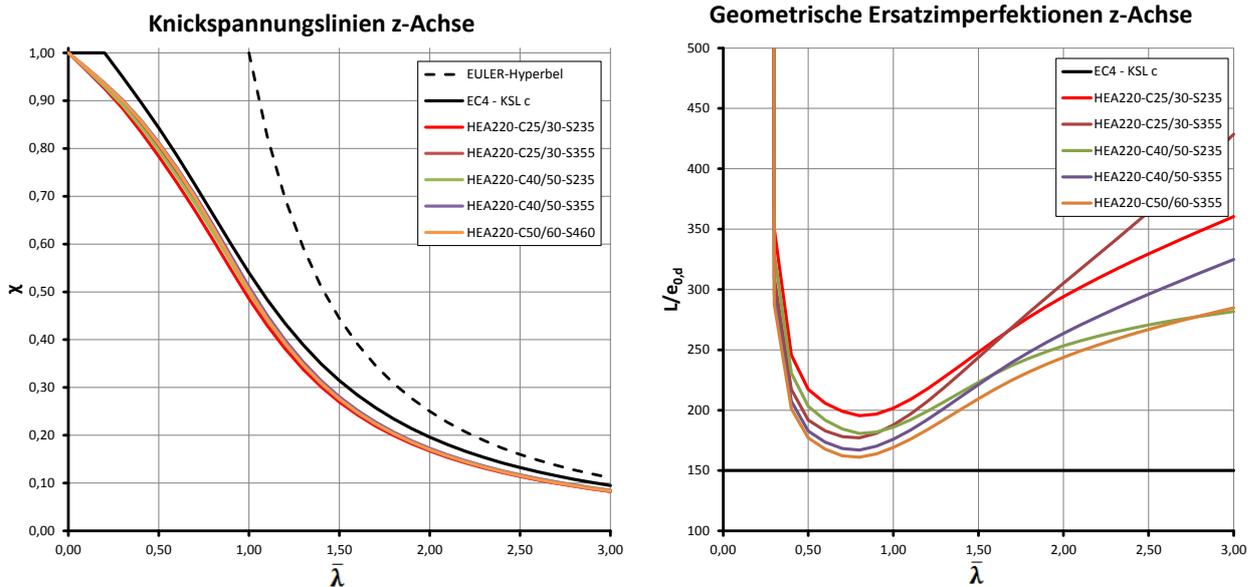


Abbildung 3.10: Einfluss verschiedener Baustoffkombinationen für Knicken um die z-Achse

Die Betrachtungen um die z-Achse zeigen ein etwas anderes Bild, siehe Abbildung 3.10. Die Traglasten, die sich unter Verwendung von geometrischen Ersatzimperfectionen ergeben, liegen zwar immer noch unter der Knickschpannungslinie, jedoch erfolgt die Annäherung an dieselbe erst bei Schlankheiten jenseits von 2,00. Auffallend ist, dass sich die Traglastkurven im Bereich von $\bar{\lambda} = 0,5 - 1,0$ kurzfristig an die Knickschpannungslinie annähern. Vor und nach diesem Bereich nimmt die Abweichung wieder zu. Dieser Umstand ist noch deutlicher bei den rückgerechneten Ersatzimperfectionen zu erkennen. Es bildet sich ein deutliches Minimum im Bereich von $\bar{\lambda} = 0,5 - 1,0$ aus, danach kommt es zu einem steilen Anstieg der Kurven. Der Einfluss der Stahlgüte ist um die z-Achse stärker ausgeprägt als um die y-Achse, das Minimum der Kurve C25/30-S355 liegt sogar tiefer als das der Kurve C40/50-S235. Auch bei den beiden untersten Kurven ist der Unterschied nicht mehr so groß, wie bei den Betrachtungen um die y-Achse.

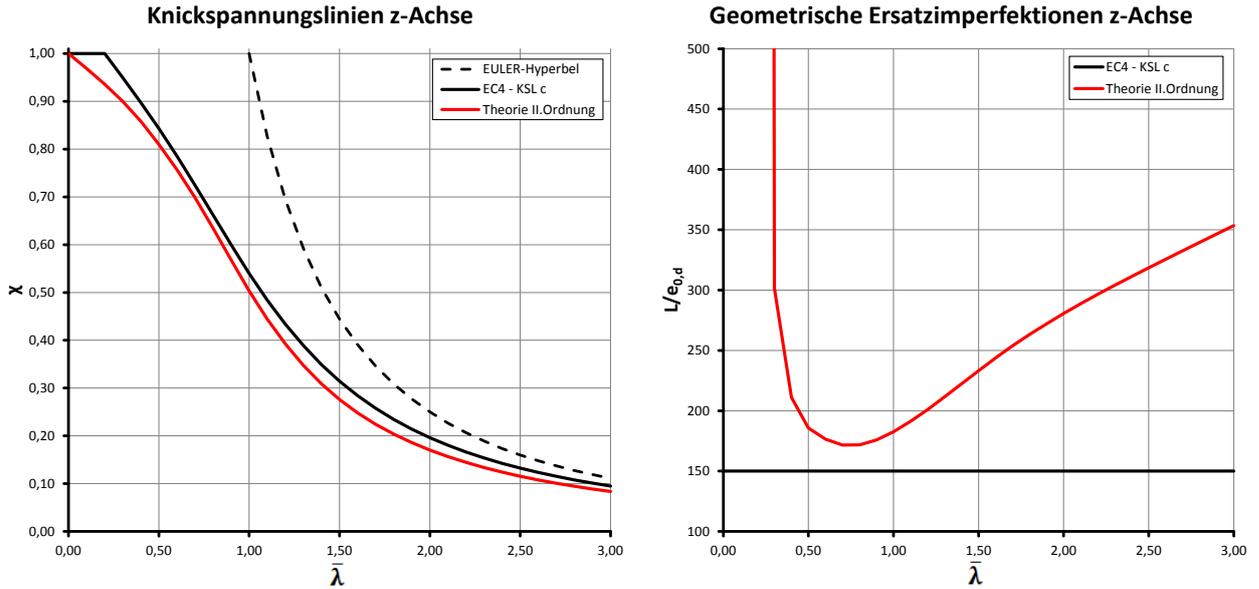


Abbildung 3.11: Variante mit C50/60 und S460 – Knicken um die z-Achse

Wie aus dem Vergleich der Abbildung 3.10 und 3.11 zu erkennen ist, wird auch hier die Kombination C50/60 mit S460 nicht maßgebend. Das Minimum kommt diesmal im Bereich der Kurven C25/30-S355 und C40/50-S235 zu liegen.

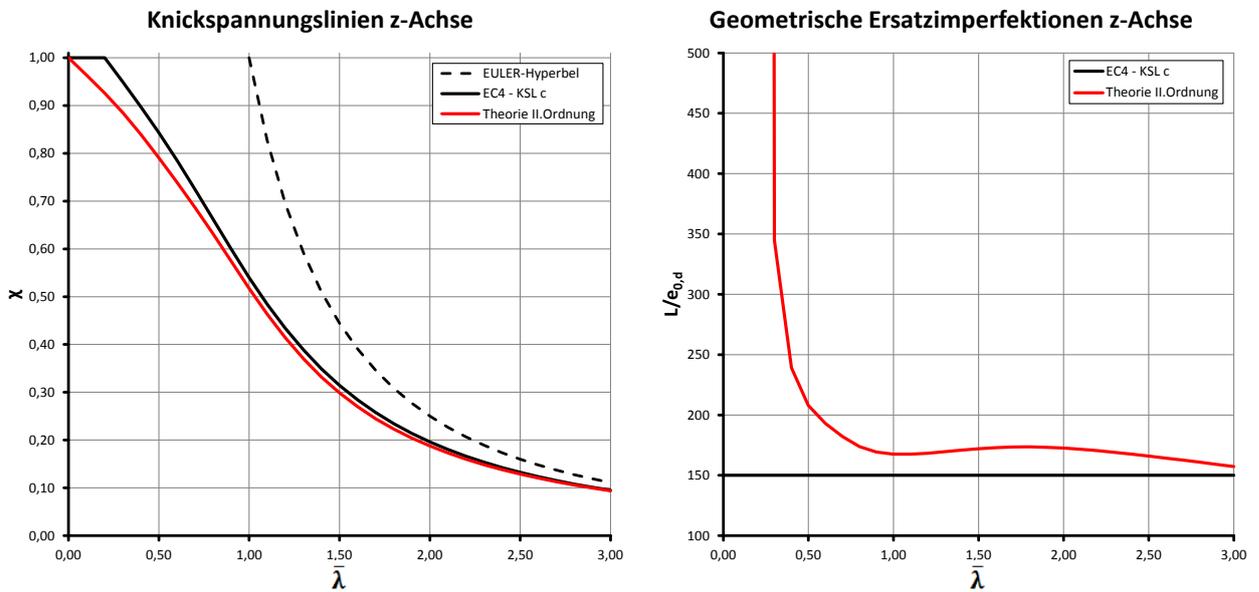


Abbildung 3.12: Berechnung mit $(EI)_{\text{eff}}$ anstatt $(EI)_{\text{eff,II}}$ (C25/30 und S235) – Knicken um die z-Achse

Wird die Biegesteifigkeit $(EI)_{\text{eff}}$ nach Gleichung (2.13) der Berechnung zugrunde gelegt, so bildet sich der stark ansteigende Kurvenast bei größeren Schlankheiten $\bar{\lambda} > 1,0$ nicht aus, siehe Abbildung

3.12. Innerhalb des Anwendungsbereichs wäre es sogar möglich einen Grenzwert zu bestimmen, jedoch wäre es nicht sinnvoll für die verschiedenen Querschnittsachsen die Biegesteifigkeiten unterschiedlich zu definieren.

Für die nachfolgenden beiden Abbildungen wurden die Langzeiteffekte des Betons in der Berechnung berücksichtigt. Die Berechnung erfolgt mit derselben Kriechzahl wie für die y-Achse.

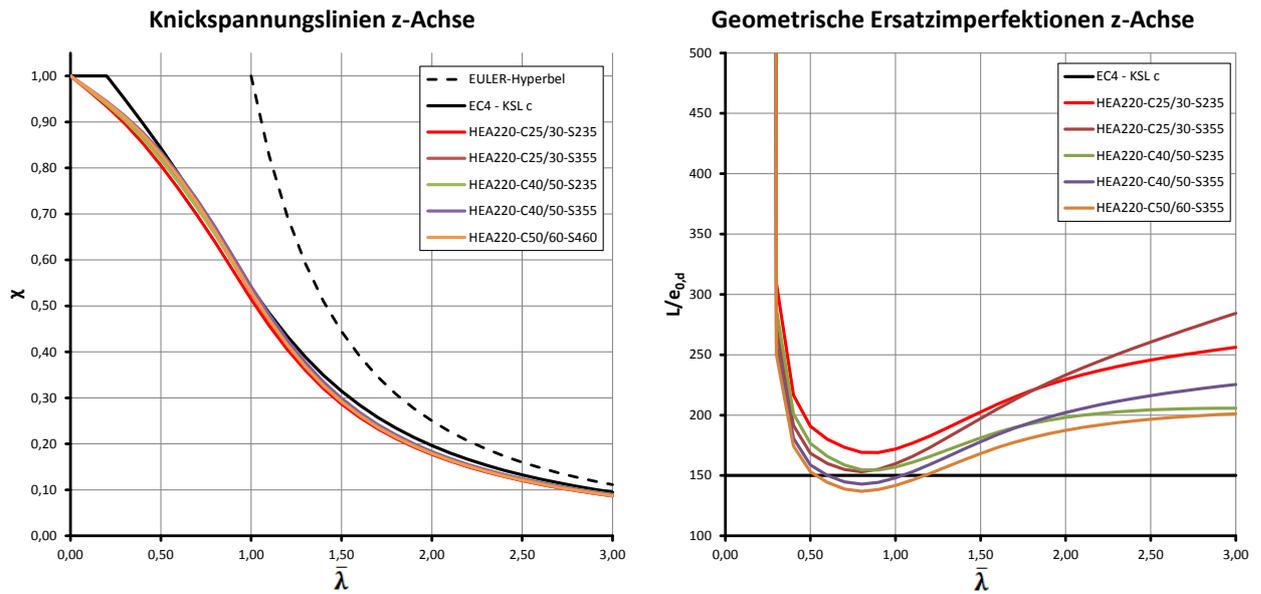


Abbildung 3.13: Berücksichtigung des Langzeitverhaltens des Betons mit $N_{G,Ed}/N_{Ed} = 0,50$ – Knicken um die z-Achse

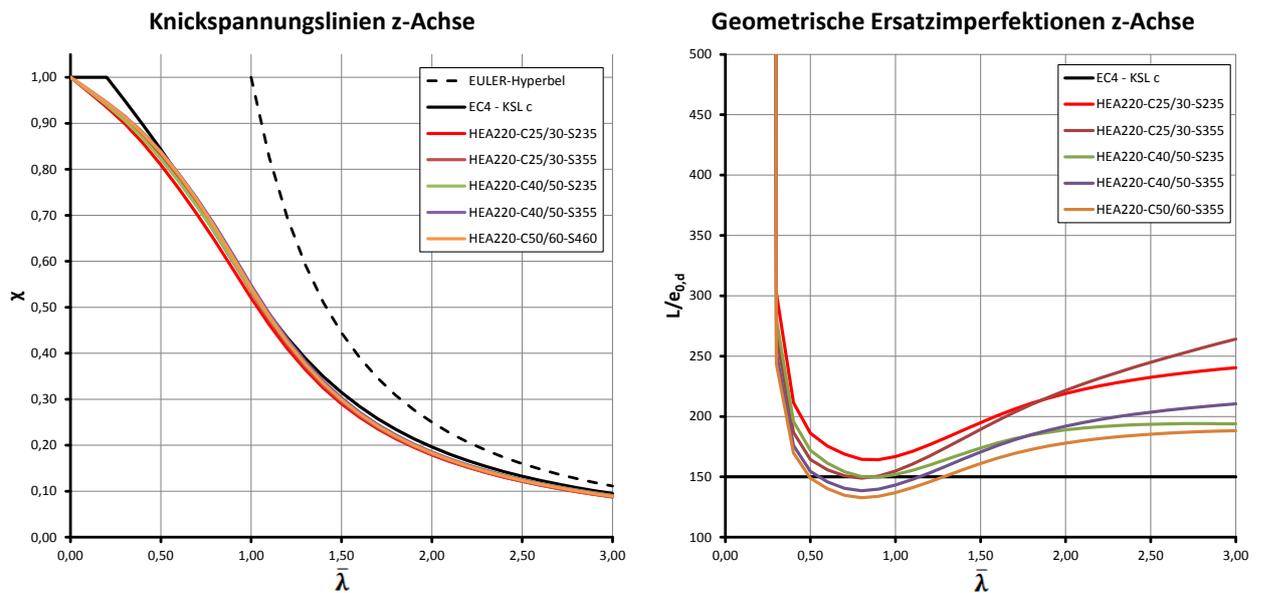


Abbildung 3.14: Berücksichtigung des Langzeitverhaltens des Betons mit $N_{G,Ed}/N_{Ed} = 0,75$ – Knicken um die z-Achse

Langzeiteffekte führen in diesem Fall dazu, dass die Tragfähigkeiten im Bereich von $\bar{\lambda} = 0,5 - 1,25$ im Verhältnis zur Knickspannungslinie, für höhere Stahl- und Betongüte, überschätzt werden, siehe Abbildung 3.13 und 3.14. Das zeigt sich vor allem bei den Ersatzimperfectionen. Die Kurven C40/50-S355 und C50/60-S355 liegen in diesem Bereich deutlich unter dem angegebenen Wert. Die Anpassung der geometrischen Ersatzimperfection in EN 1994-1-1 auf einen Wert von $\sim L/120$ erscheint auf Basis dieser Berechnungen als sinnvoll.

3.3.2. Variation des verwendeten Profiltypes

Um weitere maßgebende Einflussfaktoren zu untersuchen, wird in diesem Abschnitt gezeigt, wie sich die Verwendung eines Stahlprofils aus einer anderen Profilvereihe auf die Ergebnisse auswirkt. Anstelle des HEA-Profils wird zusätzlich ein HEB-Profil mit annähernd gleichen Außenabmessungen untersucht, siehe Abbildung 3.15.

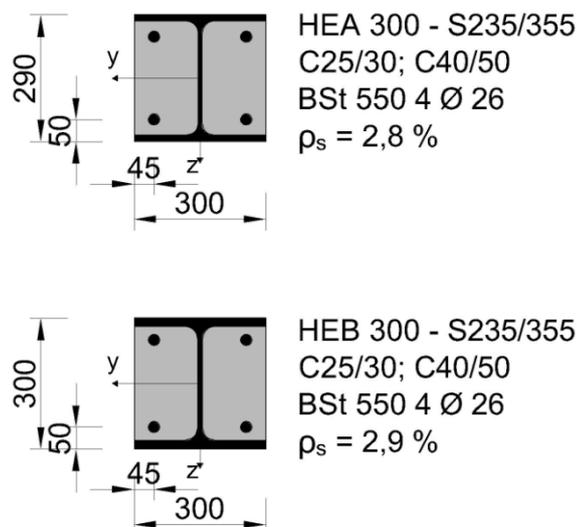


Abbildung 3.15: Querschnitte für die Parameterstudie

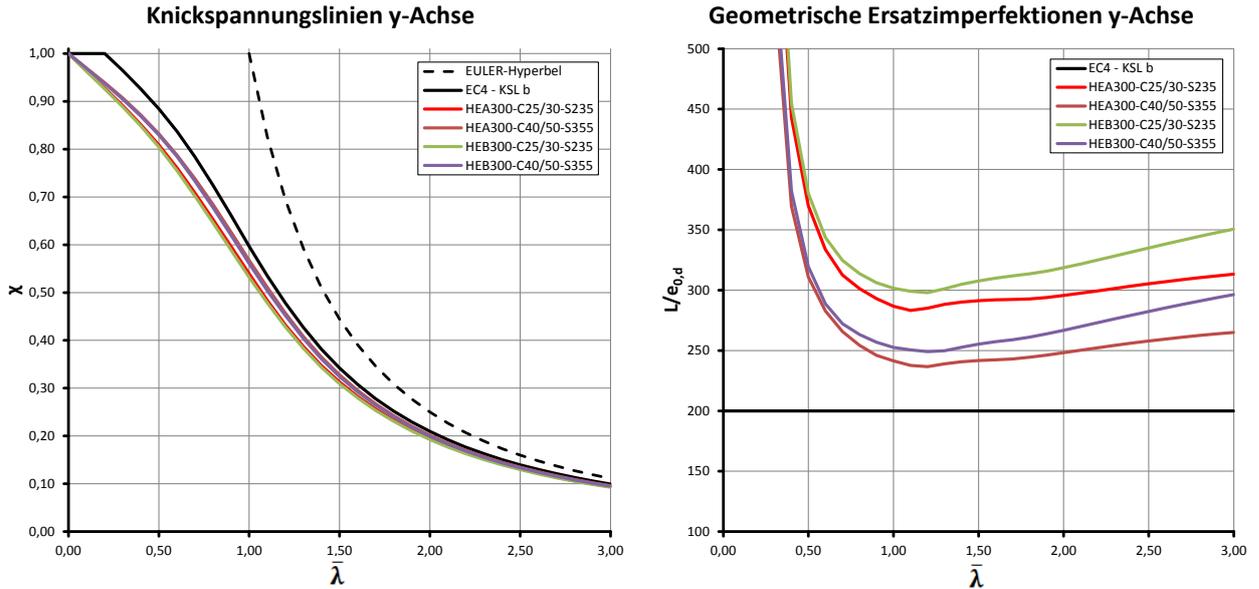


Abbildung 3.16: Einfluss verschiedener Profiltypen für Knicken um die y-Achse

Der Vergleich in Abbildung 3.16 zeigt, dass der verwendete Profiltyp nur einen geringen Einfluss auf die bezogene Tragfähigkeit hat. Vielmehr sind wieder die verwendeten Materialien die maßgebenden Einflussfaktoren. Die beiden Kurven, denen dieselbe Materialkombination zugrunde liegt, fallen beinahe zusammen. Bei den Imperfectionen zeigt sich ein ähnliches Bild, jedoch liegen die beiden Ergebniskurven für das HEA-Profil etwas tiefer.

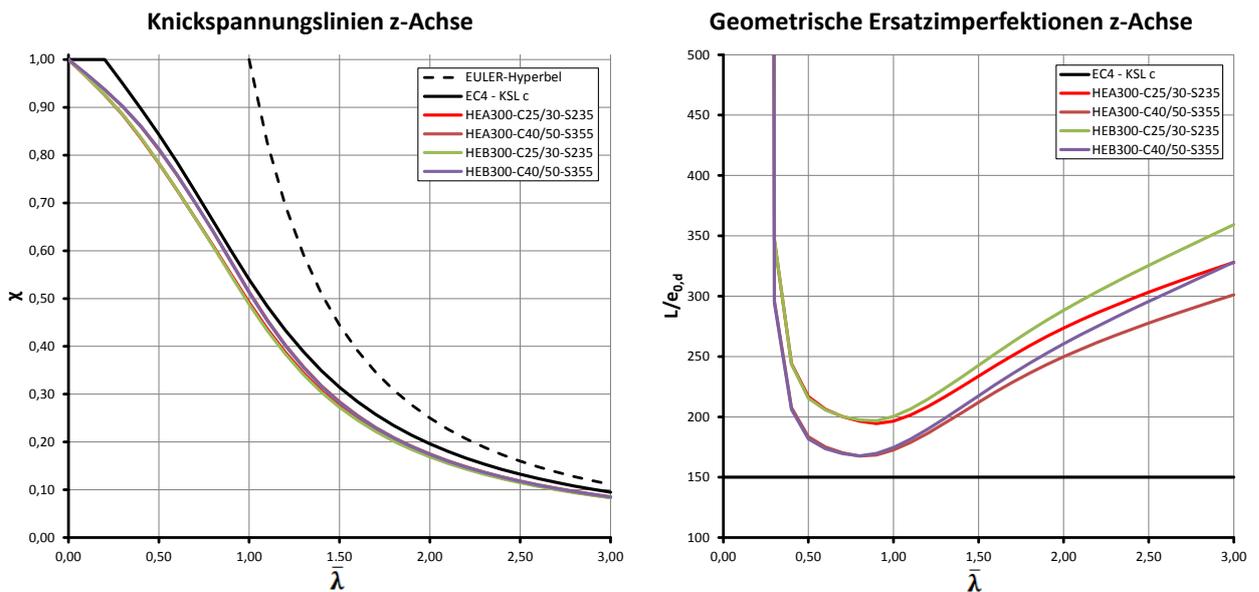


Abbildung 3.17: Einfluss verschiedener Profiltypen für Knicken um die z-Achse

Um die z-Achse ist auch bei der Darstellung der erforderlichen Imperfektionen kaum noch ein Unterschied vorhanden. Bei Schlankheiten $\bar{\lambda} > 2,00$, welche nicht mehr in den Anwendungsbereich des Vereinfachten Bemessungsverfahrens fallen, weichen die Kurven deutlich voneinander ab, siehe Abbildung 3.17.

Der Unterschied zwischen den beiden Profiltypen ist bei Biegung um die z-Achse geringer als bei Biegung um die y-Achse. Grund dafür ist, dass der Anteil des Stahlprofils an der Steifigkeit des Gesamtquerschnittes, bei Biegung um die z-Achse, geringer ist. Dieser Umstand soll nachfolgend anhand eines Zahlenbeispiels gezeigt werden.

Anteil des Stahlprofils an der Steifigkeit des Gesamtquerschnitts:

HEA 300:

$$\frac{E_a I_{a,y}}{(EI)_{\text{eff},y}} = \frac{(21000 \cdot 18260) \cdot 10^{-4}}{49774} = 0,770$$

$$\frac{E_a I_{a,z}}{(EI)_{\text{eff},z}} = \frac{(21000 \cdot 6310) \cdot 10^{-4}}{28460} = 0,466$$

HEB 300:

$$\frac{E_a I_{a,y}}{(EI)_{\text{eff},y}} = \frac{(21000 \cdot 25170) \cdot 10^{-4}}{64567} = 0,819$$

$$\frac{E_a I_{a,z}}{(EI)_{\text{eff},z}} = \frac{(21000 \cdot 8560) \cdot 10^{-4}}{33191} = 0,542$$

3.3.3. Variation der Bewehrung

Als letzter Parameter wird noch der Einfluss der vorhandenen Bewehrung untersucht. Der in Abbildung 3.18 dargestellte Querschnitt wird unter Berücksichtigung von drei verschiedenen Bewehrungsgraden betrachtet. Die untersuchten Längsbewehrungen sind 4x Ø20 mm, 4x Ø26 mm und 4x Ø30 mm.

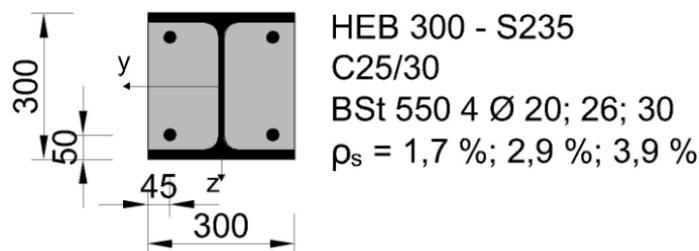


Abbildung 3.18: Querschnitt für die Parameterstudie

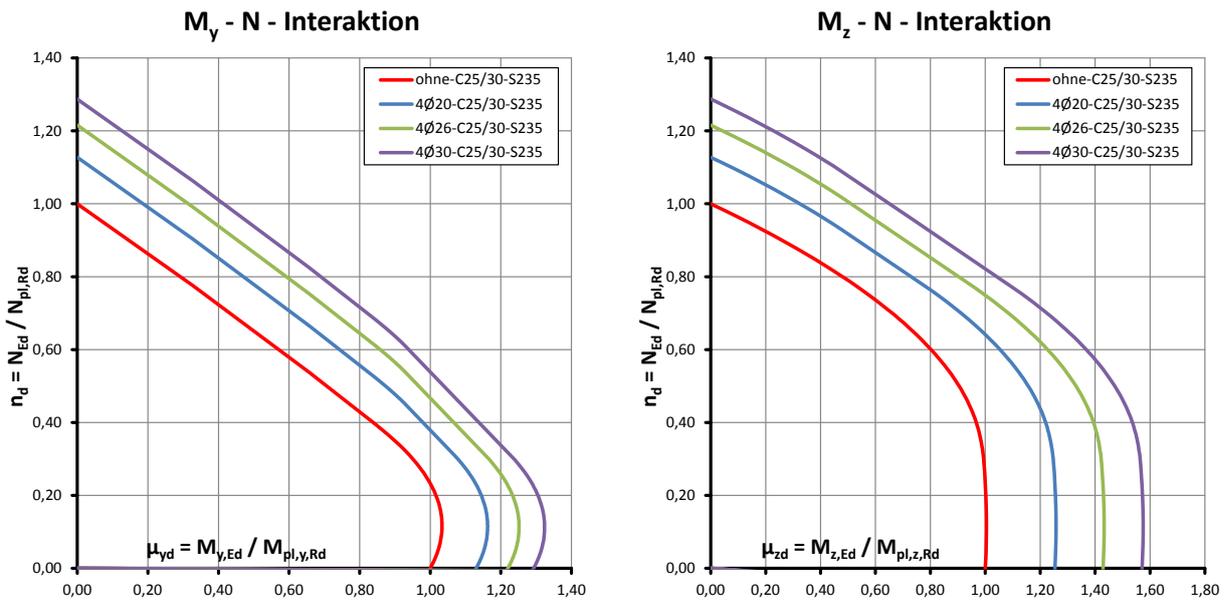


Abbildung 3.19: M-N-Interaktion für verschiedene Bewehrungsgrade bezogen auf den unbewehrten Querschnitt

In Abbildung 3.19 sind 4 Interaktionskurven dargestellt, jeweils bezogen auf die Tragfähigkeit ohne Berücksichtigung der Bewehrung. Um die y-Achse wird durch die Bewehrung die Tragfähigkeit über die gesamte Interaktionskurve gleichmäßig erhöht. Bei reiner Biegebeanspruchung um die y-Achse wird ein Großteil über die Gurte abgetragen, die Bewehrung spielt in diesem Fall eine untergeordnete Rolle. Durch das „Fehlen“ der Gurte, bei Biegebeanspruchung um die z-Achse, trägt die Bewehrung einen großen Anteil zum aufnehmbaren Moment bei. Dieser Umstand erklärt auch, warum der Tragfähigkeitsgewinn, durch zusätzlich vorhandene Bewehrung, um die z-Achse größer ausfällt, als bei Biegung um die y-Achse. Bei zunehmender Biegebeanspruchung ist die Tragfähigkeitserhöhung größer als bei reiner Normalkraftbeanspruchung.

Erhöhung der Querschnittstragfähigkeit durch Bewehrung:

- Reine Normalkraft:

$$N_{Rd,4\text{Ø}20} = 1,13 N_{Rd,ohne}$$

$$N_{Rd,4\text{Ø}26} = 1,22 N_{Rd,ohne}$$

$$N_{Rd,4\text{Ø}30} = 1,29 N_{Rd,ohne}$$

- Reine Biegung um die y-Achse:

$$M_{y,Rd,4\emptyset 20} = 1,15 M_{y,Rd,ohne}$$

$$M_{y,Rd,4\emptyset 26} = 1,24 M_{y,Rd,ohne}$$

$$M_{y,Rd,4\emptyset 30} = 1,31 M_{y,Rd,ohne}$$

- Reine Biegung um die z-Achse:

$$M_{z,Rd,4\emptyset 20} = 1,25 M_{z,Rd,ohne}$$

$$M_{z,Rd,4\emptyset 26} = 1,43 M_{z,Rd,ohne}$$

$$M_{z,Rd,4\emptyset 30} = 1,57 M_{z,Rd,ohne}$$

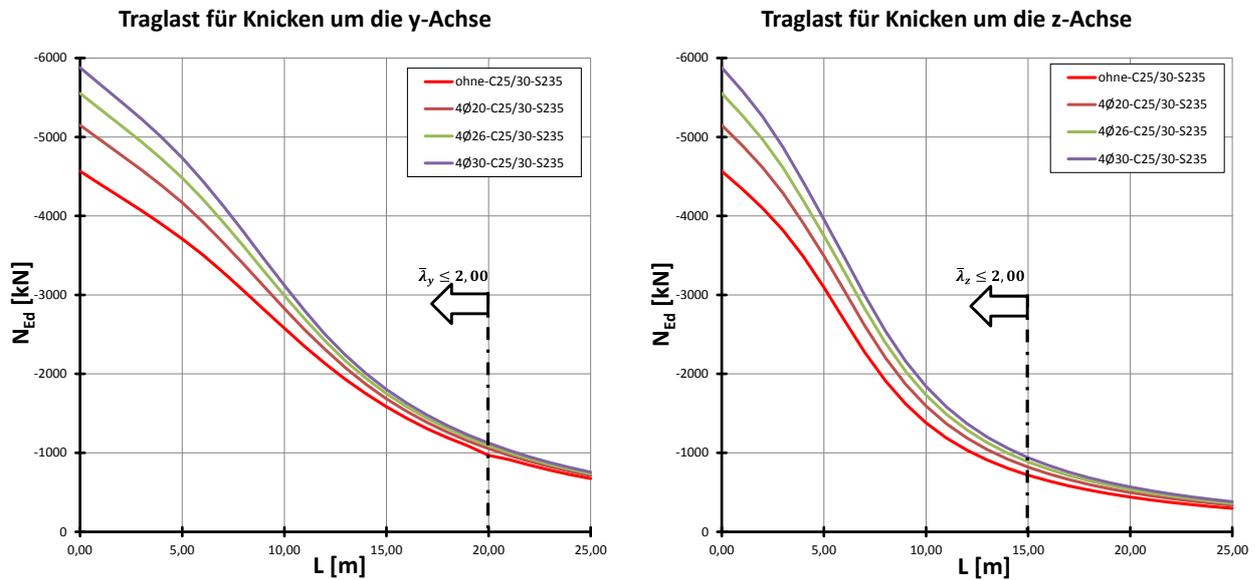


Abbildung 3.20: Vergleich der Tragfähigkeit von Stützen mit unterschiedlichen Bewehrungsgraden

In Abbildung 3.20 werden die Traglasten von durch Normalkraft belasteten Stützen mit unterschiedlichen Längen und Bewehrungsgraden verglichen. Der Tragfähigkeitsgewinn, welcher sich durch die eingelegte Bewehrung ergibt, nimmt mit zunehmender Länge ab. Für Knicken um die y-Achse wird, für den untersuchten Stützenquerschnitt aus Abbildung 3.18, ab einer Länge von ~20 m und für Knicken um die z-Achse wird ab einer Länge von ~15 m die Anwendungsgrenze für das Vereinfachte Bemessungsverfahren überschritten.

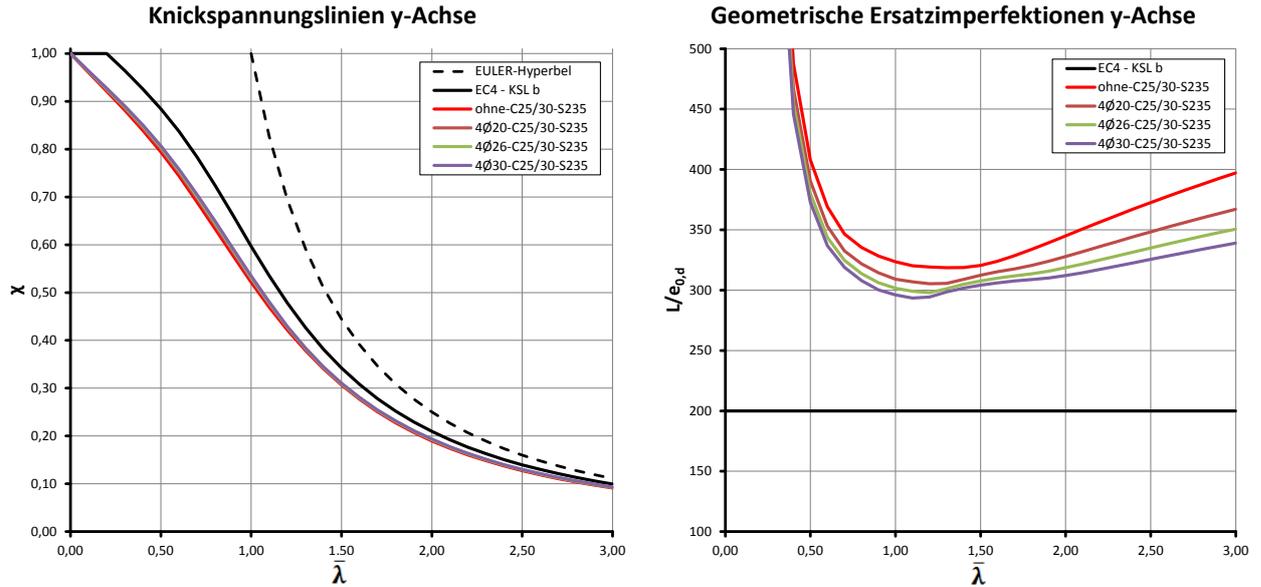


Abbildung 3.21: Einfluss verschiedener Bewehrungsgrade für Knicken um die y-Achse

In Abbildung 3.21 werden die Tragfähigkeiten auf die jeweilige vollplastische Normkrafttragfähigkeit des Querschnitts bezogen, daher lässt sich in Bezug auf die Knickspannungslinie keine Erhöhung feststellen. Aus der Darstellung der erforderlichen Imperfectionen geht hervor, dass es zwar einen deutlichen Unterschied gibt, ob Bewehrung vorhanden ist oder nicht, jedoch ist die Menge der Bewehrung für diese Betrachtung von untergeordneter Bedeutung.

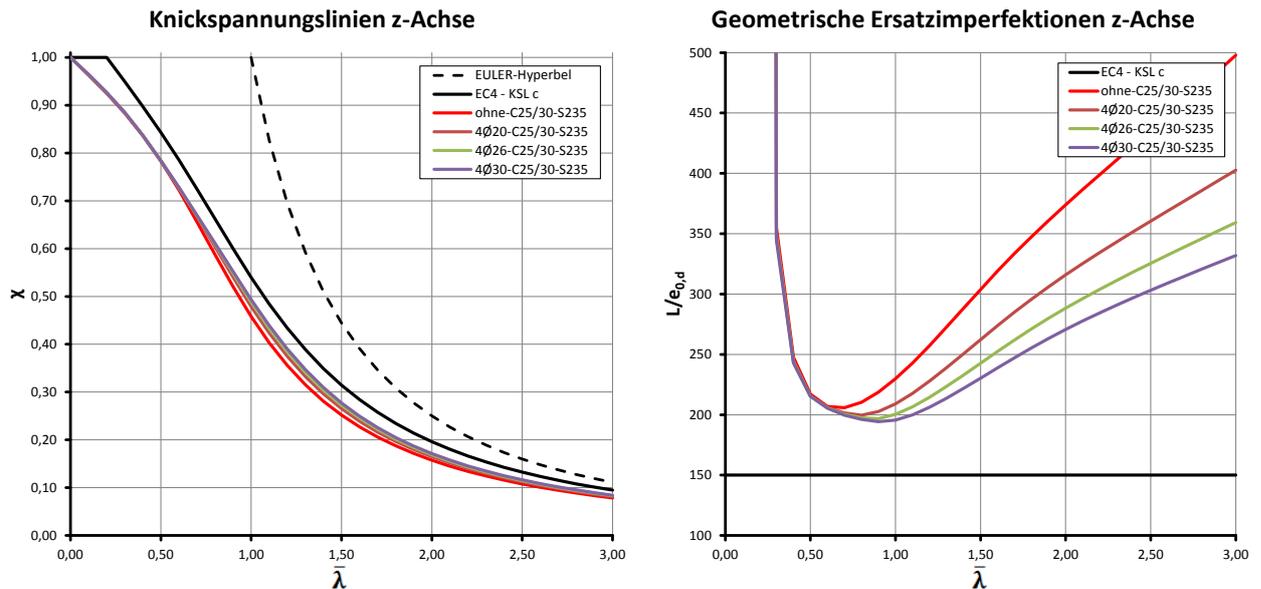


Abbildung 3.22: Einfluss verschiedener Bewehrungsgrade für Knicken um die z-Achse

Für Knicken um die z-Achse ist im Bereich von $\bar{\lambda} = 1,00 - 2,00$ eine, wenn auch geringe, Tragfähigkeitssteigerung ersichtlich, wenn man, wie in Abbildung 3.22, die Tragfähigkeiten auf die vollplastische Normalkrafttragfähigkeit des jeweiligen Querschnitts bezieht. Bei der Bestimmung der Imperfektionen zeigt sich auch wieder ein deutlicher Unterschied, ob Bewehrung vorhanden ist oder nicht. Die Menge der Bewehrung spielt jedoch auch hier wieder eine untergeordnete Rolle. Bei zunehmendem Bewehrungsgehalt verlagert sich lediglich der Scheitelpunkt der Kurven immer weiter in Richtung $\bar{\lambda} = 1,00$.

3.3.4. Auswirkung der Dehnungsbeschränkung auf die M-N-Interaktionskurve

In den nachfolgenden Abbildungen werden verschiedene Querschnittsinteraktionskurven dargestellt. Einerseits vollplastisch ermittelte Querschnittsinteraktionskurven mit und ohne α_M -Faktor nach EN 1994-1-1 und andererseits Querschnittsinteraktionskurven, die auf den Spannungs-Dehnungsbeziehungen, sowie den Grenzdehnungen der verschiedenen Materialien, basieren (siehe Abschnitt 3.2.3).

Textlich wird in diesem Abschnitt nur auf die blaue Kurve (Variante c in Abschnitt 3.2.3) eingegangen. Dieser Kurve liegt die Dehnungsbeschränkung nach EN 1992-1-1 zugrunde und sie ist daher am aussagekräftigsten.

Zusätzlich soll die rote Kurve (Variante a in Abschnitt 3.2.3) verdeutlichen, dass ohne Beschränkung der Betonstauchung die vollplastische Interaktionskurve im Großen und Ganzen erreicht wird. Die violette Kurve (Variante b in Abschnitt 3.2.3) soll exemplarisch verdeutlichen, was bei einer strengeren Dehnungsbegrenzung passiert.

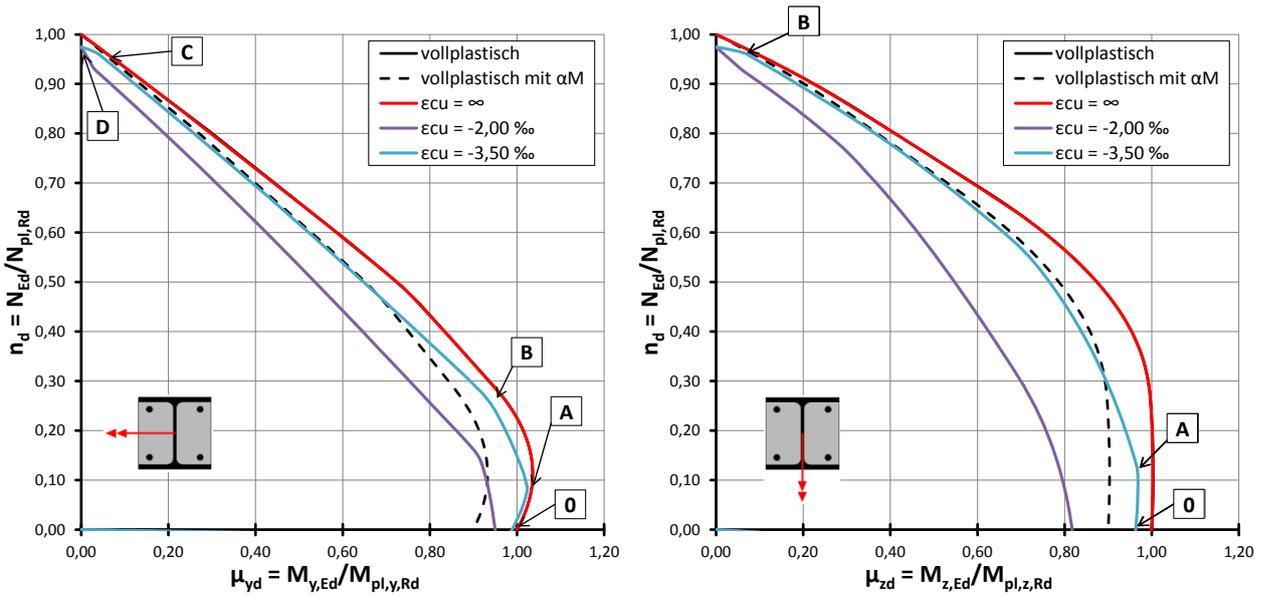


Abbildung 3.23: Querschnittstragfähigkeit für HEA220, C25/30, S235

Charakteristik der Interaktionskurve um die y-Achse:

In Punkt 0 sind die Flansche des Stahlprofils voll durchplastiziert, die Bewehrung befindet sich noch im elastischen Bereich. Durch Abnahme der Krümmung entlang der Interaktionskurve, bei gleichbleibender Stauchung am Druckrand, wird die Bewehrung auf der Druckseite plastisch (Punkt A), im Punkt B sind die Dehnungen am Zugrand bereits so gering, dass sich der Gurt des Stahlprofils wieder elastisch verhält. Ab Punkt C kommt die Bedingung zum Tragen, dass die zentrische Stauchung des Betonkörpers mit $\epsilon_{c2} = -2,00 \text{ ‰}$ begrenzt ist. Aufgrund dieser Tatsache reicht die Stauchung ab diesem Punkt nicht mehr aus, um die Bewehrung auf der Druckseite im plastischen Bereich zu halten. Gleichzeitig beginnt der Gurt auf der Zugseite, aufgrund der vorhandenen Stauchung, zu fließen. Im Punkt D ist schließlich der gesamte Querschnitt um $\epsilon_{c2} = -2,00 \text{ ‰}$ gestaucht, das Stahlprofil ist vollständig durchplastiziert und auch der Beton verhält sich plastisch bei einer Spannung von $0,85 f_{cd}$. Nur die Bewehrung verbleibt im elastischen Bereich, was den Unterschied zur vollplastischen Interaktionskurve ausmacht.

Charakteristik der Interaktionskurve um die z-Achse:

Für die z-Achse kann nur das Verhalten der Bewehrung beschrieben werden, da die Flansche des Stahlprofils kontinuierlich vom elastischen in den plastischen Bereich übergehen. Am unteren Ende der Interaktionskurve ist die Bewehrung auf der Druck- und auf der Zugseite plastisch (Punkt 0). Während die Bewehrung auf der Druckseite bis zum Punkt B plastisch bleibt, wird die Bewehrung auf der Zugseite bereits in Punkt A wieder elastisch. Ab Punkt B ist wieder die Begrenzung der zentrischen Stauchung des Betonkörpers $\epsilon_{c2} = -2,00 \text{ ‰}$ maßgebend.

In den Abbildung 3.24 bis 3.28 sind die Ergebnisse für andere Materialkombinationen dargestellt.

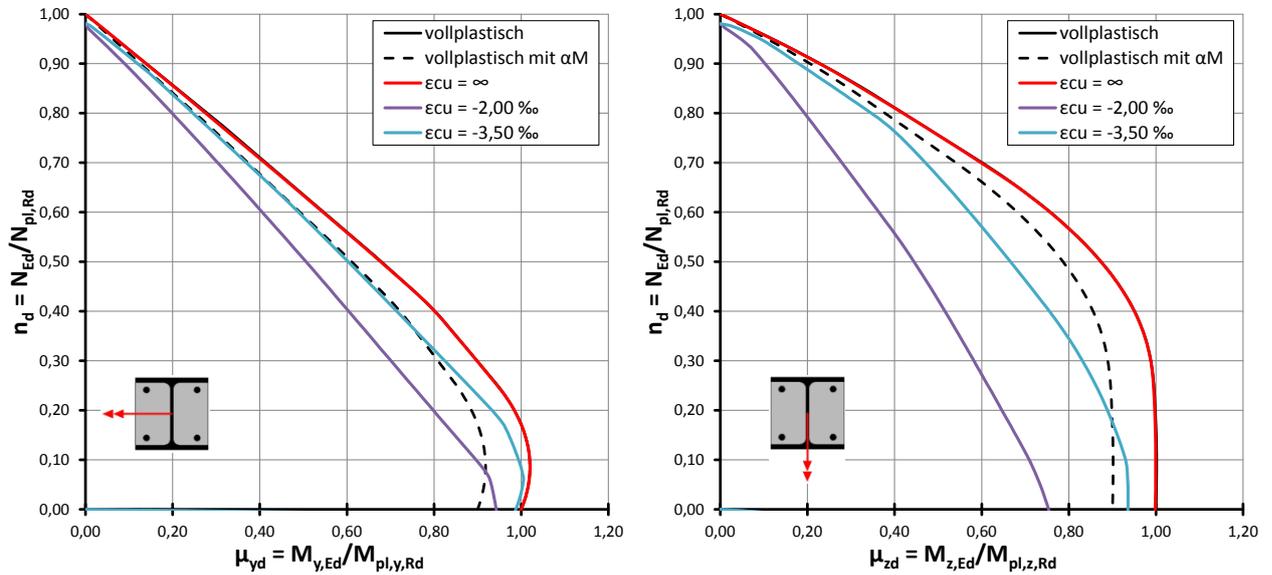


Abbildung 3.24: Querschnittstragfähigkeit für HEA220-C25/30-S355

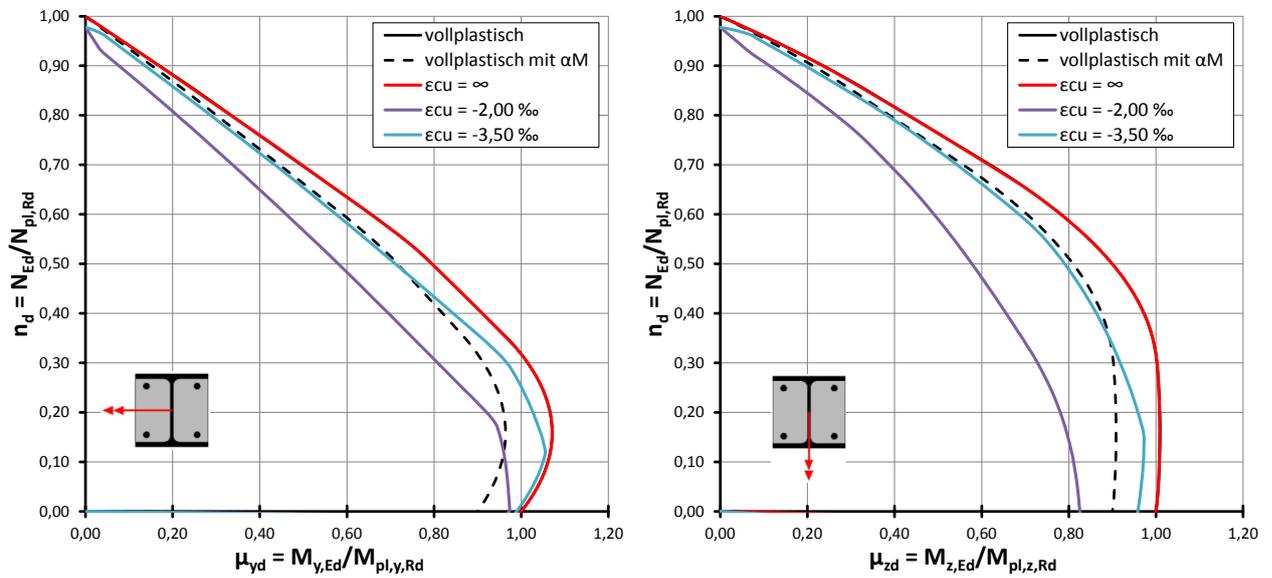


Abbildung 3.25: Querschnittstragfähigkeit für HEA220-C40/50-S235

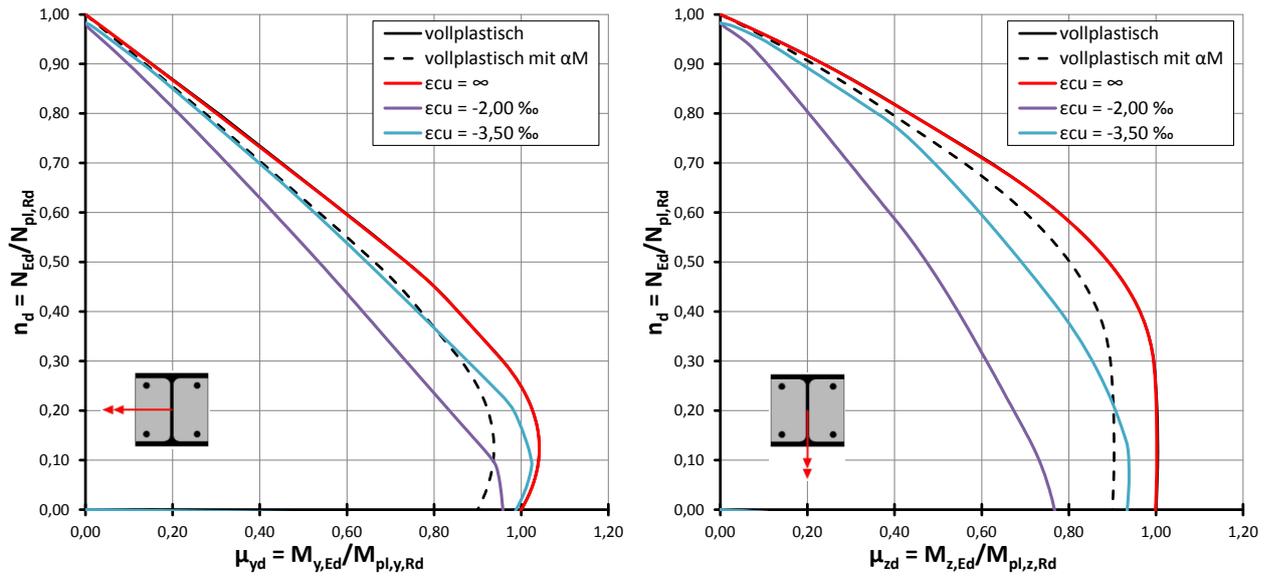


Abbildung 3.26: Querschnittstragfähigkeit für HEA220-C40/50-S355

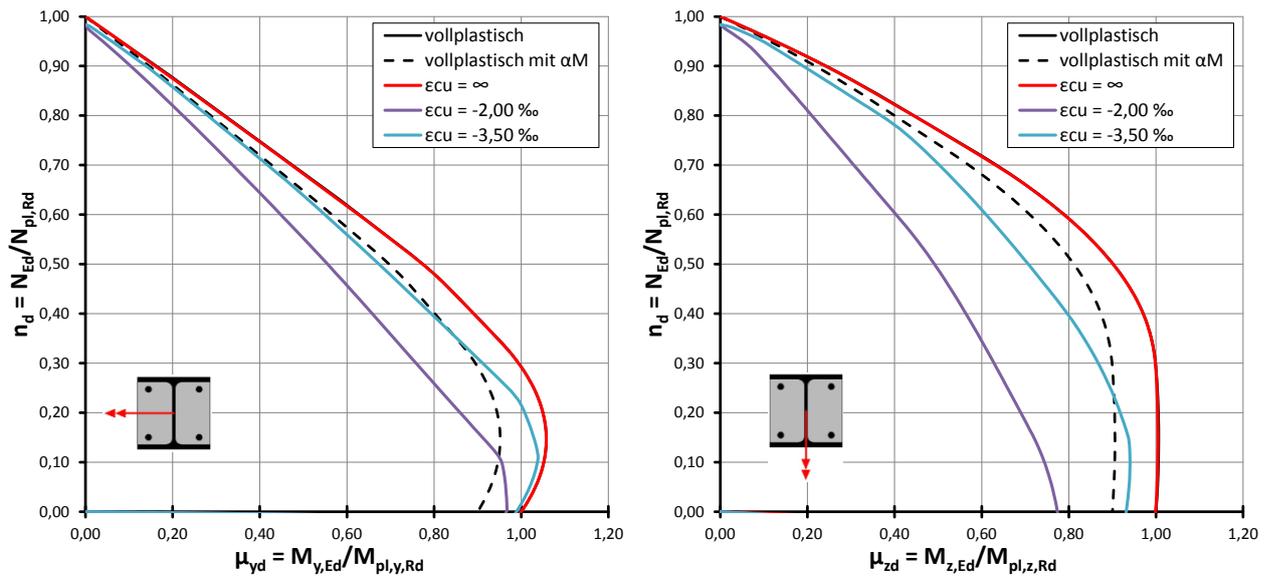


Abbildung 3.27: Querschnittstragfähigkeit für HEA220-C50/60-S355

Die Abbildungen zeigen, dass für Biegung um die y-Achse die Auswirkungen der Dehnungsbeschränkung durch den Faktor α_M ausreichend genau abgedeckt werden. Um die z-Achse gilt das nur für die Stahlgüte S235. Bei Verwendung von Baustahl S355 sind im Bereich von $n_d = 0,20 - 0,80$ doch deutliche Abweichungen erkennbar, die nicht durch den Faktor α_M abgedeckt werden. Erst in einem Bereich indem kaum noch Normalkraftbeanspruchung vorhanden ist, liegt die dehnungsbeschränkt ermittelte Interaktionskurve wieder auf der sicheren Seite.

Aus [4] ist zu entnehmen, dass der Faktor α_M nur über das Verhältnis der reinen Momenten Tragfähigkeit definiert ist und nicht über den gesamten Verlauf der Interaktionskurve.

Daher ist nur sichergestellt, dass, für den Fall der reinen Biegebeanspruchung, die Auswirkungen der Dehnungsbeschränkung ausreichend genau abgedeckt werden.

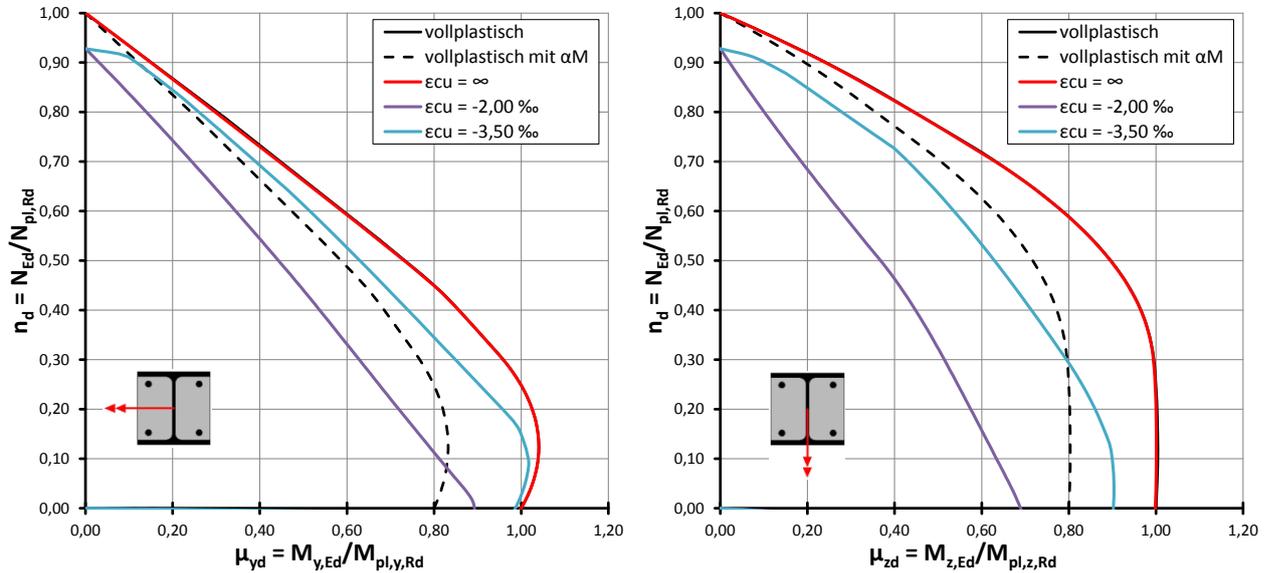


Abbildung 3.28: Querschnittstragfähigkeit für HEA220-C50/60-S460

Für Baustahl der Güte S460 ist der Faktor α_M mit 0,8 anzusetzen, wodurch sich für die y-Achse wieder ein zufriedenstellendes Bild ergibt, siehe Abbildung 3.28. Bei reiner Biegebeanspruchung um die starke Achse stellt sich heraus, dass diese Abminderung sogar sehr konservativ ist. Der erhöhte Faktor ist jedoch nicht in der Lage den Einfluss der Dehnungsbeschränkung, auf die Tragfähigkeit um die z-Achse, abzudecken. Wodurch eine Berechnung nach EN 1994-1-1 über einen großen Bereich höhere Tragfähigkeiten um die schwache Achse erlaubt, als durch eine genauere Berechnung mit Dehnungsbeschränkungen gemäß EN 1992-1-1 anzunehmen wären.

3.4. Vollständig einbetonierte I-Profile

3.4.1. Variation der verwendeten Baustoffe

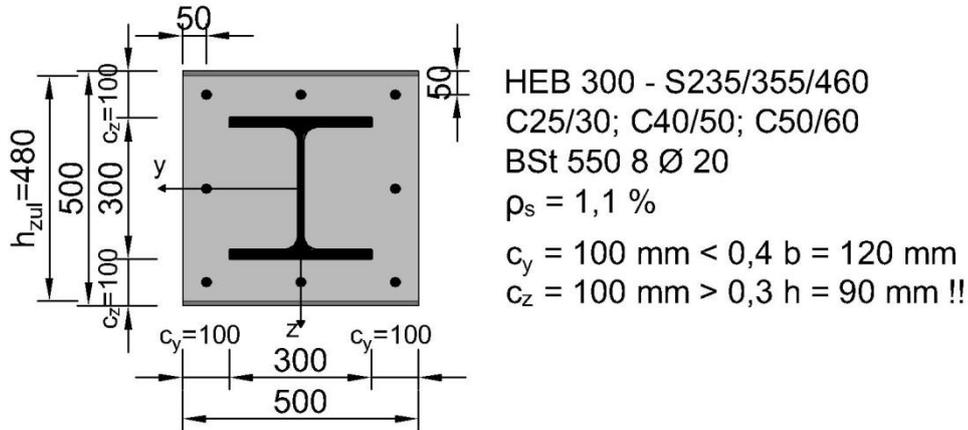


Abbildung 3.29: Querschnitt für die Parameterstudie

Bei vollständig einbetonierten I-Profilen wird die anrechenbare Betonüberdeckung des Stahlprofils durch EN 1994-1-1, in Abhängigkeit von den Außenabmessungen des Profils, beschränkt. Für den vorliegenden Querschnitt müssen deshalb 10 mm des Betonquerschnitts auf den Seiten der Gurte unberücksichtigt bleiben. Die Berechnung erfolgt daher nur mit $h_{zul} = 480 \text{ mm}$, anstatt $h = 500 \text{ mm}$, siehe Abbildung 3.29.

- **Knicken um die y-Achse:**

Als Referenzergebnis nach EN 1994-1-1 gilt (vgl. Tabelle 2.1): KSL b bzw. $e_{0,d} = L/200$

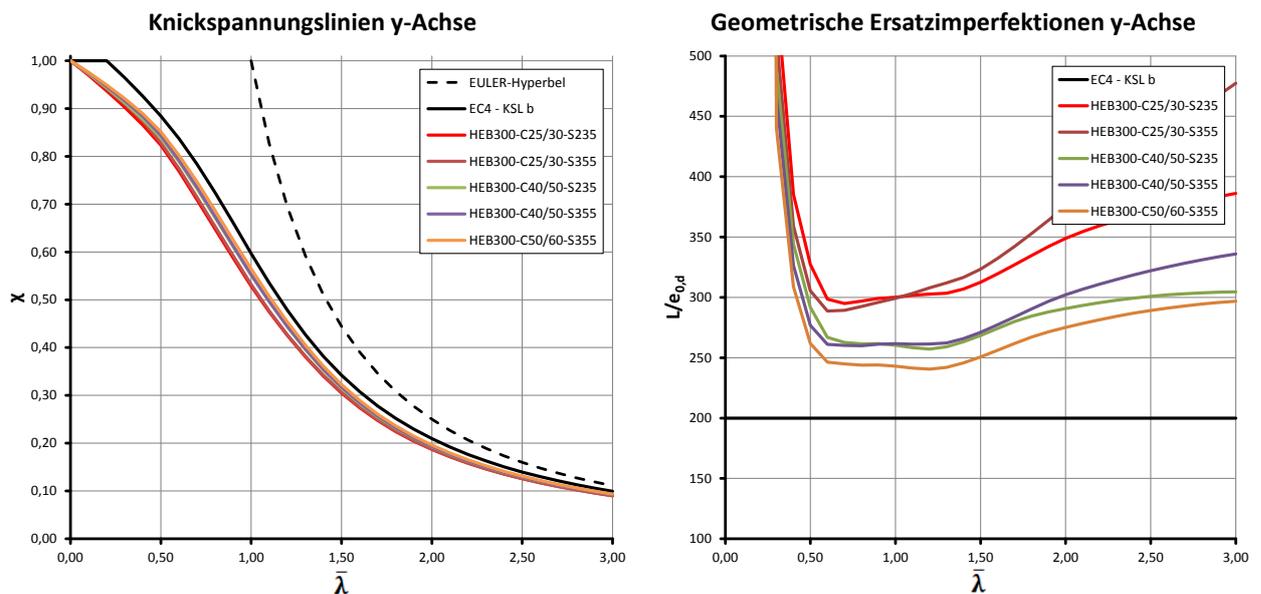


Abbildung 3.30: Einfluss verschiedener Baustoffe für Knicken um die y-Achse

Wie bei den teilweise einbetonierten I-Profilen ergibt die Verwendung der Norm-gemäßen geometrischen Ersatzimperfektionen geringere Tragfähigkeiten als die zugehörige Knickspannungslinie, siehe Abbildung 3.30. Eine Annäherung an die Knickspannungslinie erfolgt erst in einem Bereich von $\bar{\lambda} > 2,50$.

Bei diesem Querschnittstyp ist auffällig, dass die tatsächliche Ersatzimperfektion, die benötigt wird, um auf die Tragfähigkeit der Knickspannungslinie zu kommen, nur noch von der Betongüte abhängig ist. Der Einfluss einer unterschiedlichen Stahlgüte ist aufgrund des großen Betonanteils vernachlässigbar, wie die Ergebnisse in Abbildung 3.30 zeigen. Die in EN 1994-1-1 angegebene Ersatzimperfektion liegt für alle untersuchten Materialkombinationen deutlich über den rechnerisch erforderlichen Imperfektionen.

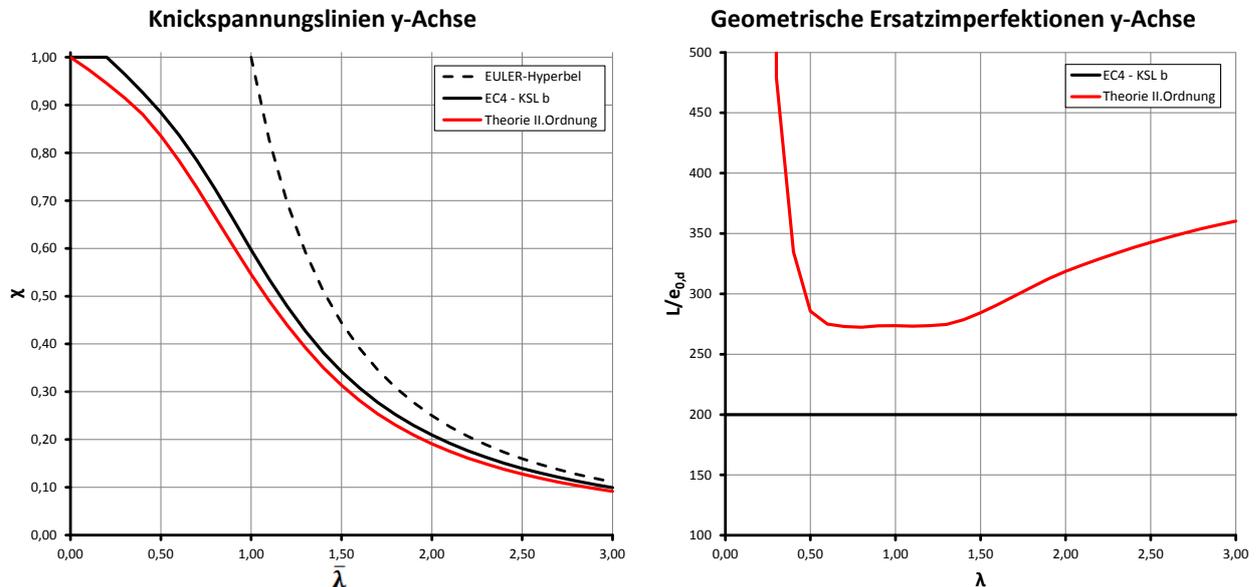


Abbildung 3.31: Variante mit C50/60 und S460 – Knicken um die y-Achse

Die Verwendung von S460 für das Stahlprofil zeigt keine Veränderung zu den oben dargestellten Verhältnissen, siehe Abbildung 3.31. Das Plateau kommt zwischen den Kurven C25/30 und C40/50 zu liegen, siehe Abbildung 3.30. Auch für diesen Querschnittstyp ist diese Materialkombination nicht die maßgebende Kombination.

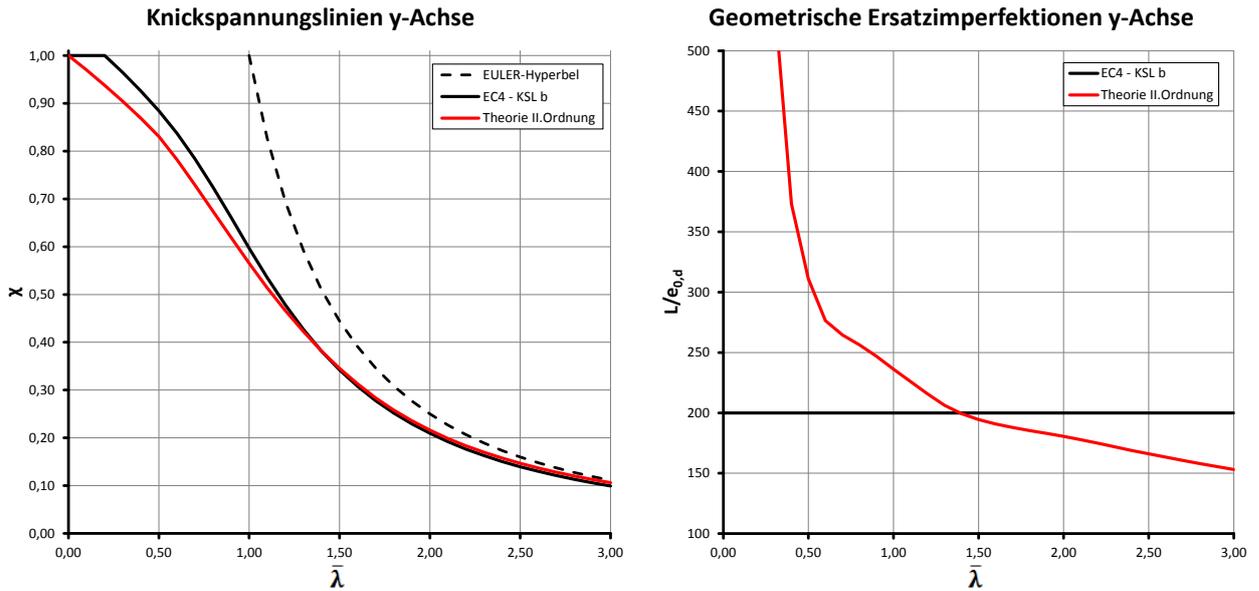


Abbildung 3.32: Berechnung mit $(EI)_{\text{eff}}$ anstatt $(EI)_{\text{eff,II}}$ (C25/30 und S235) – Knicken um die y-Achse

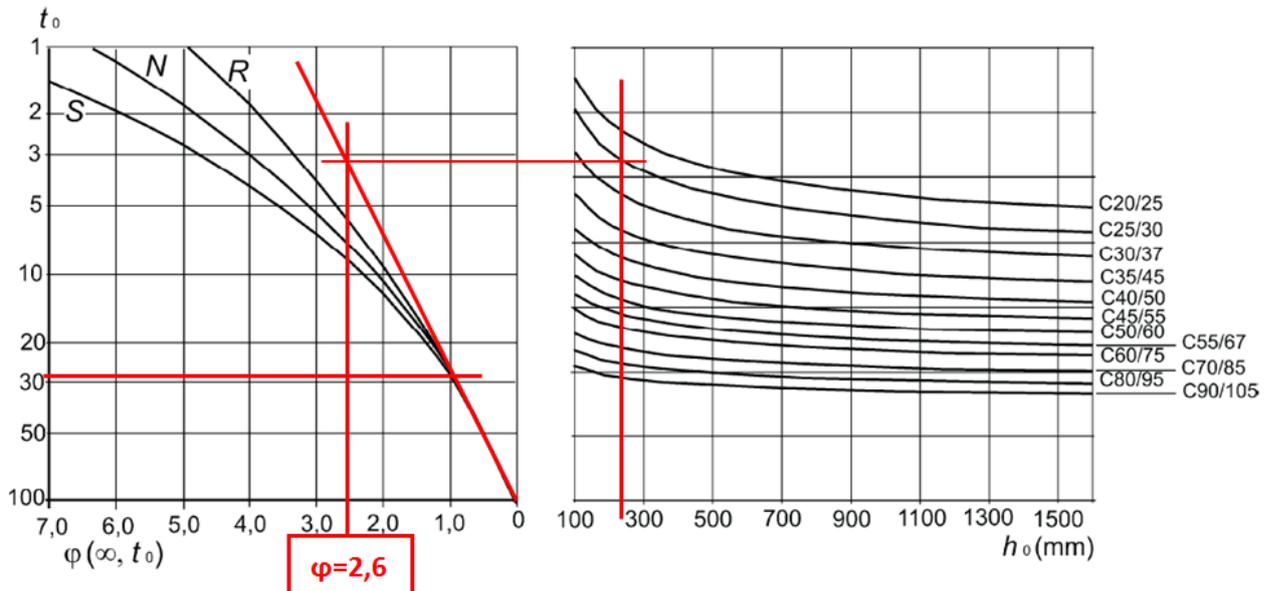
Die Verwendung von $(EI)_{\text{eff}}$ nach Gleichung (2.13) für die Rückrechnung der Ersatzimperfektion bringt, wie bereits erwähnt, keinen eindeutigen Grenzwert hervor. Der Einfluss ist aber für diesen Querschnittstyp umso größer, da sich der ansteigende Kurvenast zu einem abfallenden wandelt.

Für die nächsten beiden Abbildungen sollen auch die Langzeiteffekte berücksichtigt werden. Als Grundlage dafür muss zuerst die Kriechzahl für diesen Querschnittstyp bestimmt werden, um die Abminderung des Beton E-Moduls vornehmen zu können.

Bestimmung der Kriechzahl φ :

$$U = 2(h + b) = 2 \cdot (500 + 500) = 2000 \text{ mm (Ermittlung von U nach [4] S. 335)}$$

$$h_0 = \frac{2 A_c}{U} = \frac{2 \cdot 222577}{2000} = 226 \text{ mm}$$



a) trockene Innenräume, relative Luftfeuchte = 50%

Abbildung 3.33: Bestimmung der Kriechzahl nach [9]

Mit der Annahme, dass 50 % des Bemessungswertes der Normalkraft ständig wirken ($N_{G,Ed}/N_{Ed} = 0,50$), ergeben sich die folgenden reduzierten Biegesteifigkeiten:

Querschnitt: vollständig einbetonierter HEB300 aus C25/30 und S235

$$I_a = 25166 \text{ cm}^4$$

$$I_c = 428094 \text{ cm}^4$$

$$I_s = 7540 \text{ cm}^4$$

$$E_a = 210000 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 31000 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + \frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \varphi_t} = 31000 \frac{1}{1 + 0,5 \cdot 2,6} = 13478 \text{ MPa} \approx 0,44 E_{cm}$$

$$(EI)_{eff,II, t=0} = K_0 (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c) = 0,9 (210000 \cdot 25166 + 200000 \cdot 7540 + 0,5 \cdot 31000 \cdot 428094) \cdot 10^{-5} = 120855 \text{ kNm}^2$$

$$(EI)_{eff,II, t=\infty} = K_0 (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c) = 0,9 (210000 \cdot 25166 + 200000 \cdot 7540 + 0,5 \cdot 13478 \cdot 428094) \cdot 10^{-5} = 87123 \text{ kNm}^2 \approx 0,72 (EI)_{eff,II, t=0}$$

Die Abminderung des Beton E-Moduls liegt in derselben Größenordnung wie vorhin beim teilweise einbetonierten I-Profil. Aufgrund des deutlich größeren Betonanteils wird die Biegesteifigkeit der Stütze viel stärker reduziert.

In den nachfolgenden Abbildungen sind die Ergebnisse dargestellt, die sich unter Berücksichtigung der Langzeiteffekte ergeben.

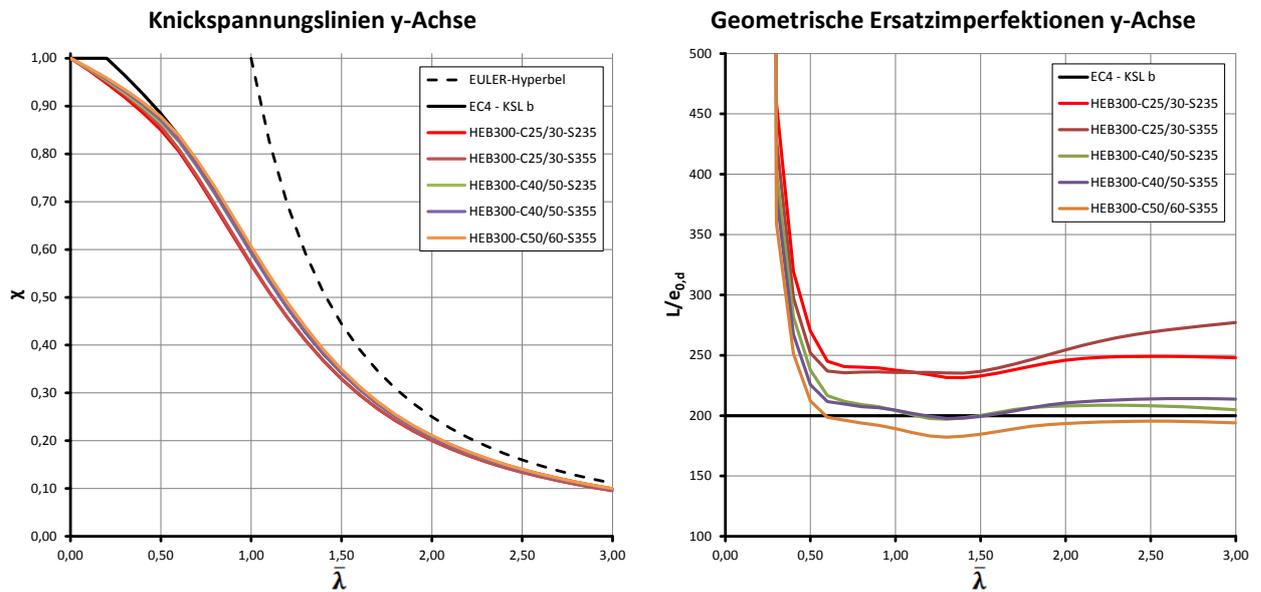


Abbildung 3.34: Berücksichtigung des Langzeitverhaltens des Betons mit $N_{G,Ed}/N_{Ed} = 0,50$ – Knicken um die y-Achse

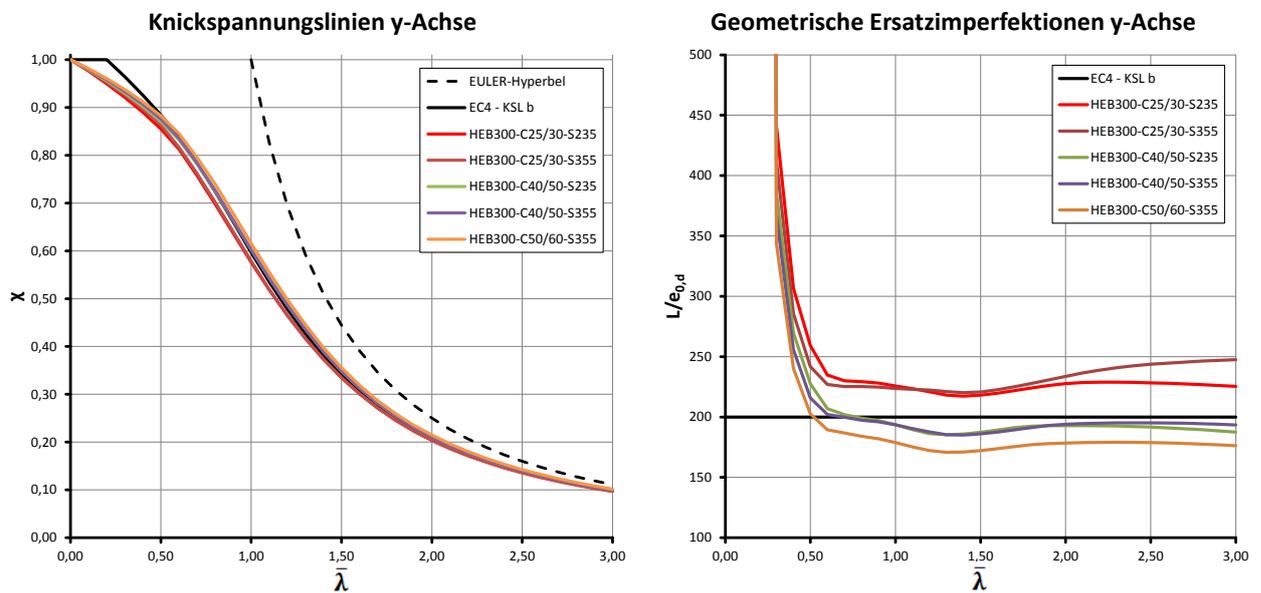


Abbildung 3.35: Berücksichtigung des Langzeitverhaltens des Betons mit $N_{G,Ed}/N_{Ed} = 0,75$ – Knicken um die y-Achse

Wie in Abbildung 3.34 und 3.35 zu erkennen ist, bewirkt die Berücksichtigung von Langzeiteffekten ein Absinken der Imperfektionskurven. Bei einem Verhältnis $N_{G,Ed}/N_{Ed} = 0,50$ liegt, für die Materialkombination mit C50/60, die angegebene Ersatzimperfection bereits über

einem weiten Bereich auf der unsicheren Seite. Bei einem Verhältnis $N_{G,Ed}/N_{Ed} = 0,75$ fallen auch die Materialkombinationen auf Basis von C40/50 unter den angegebenen Wert. Auch in Bezug auf die Knickspannungslinie ist zu erkennen, dass die Tragfähigkeiten überschätzt werden. Ausgehend von diesem Querschnitt wäre die Ersatzimperfection auf einen Wert von $\sim L/175$ zu vergrößern, um eine bessere Übereinstimmung mit der Knickspannungslinie b zu erreichen.

Bei diesem Querschnittstyp ist auch klar ersichtlich, dass es mitunter Sinn machen würde in EN 1994-1-1 zwei Ersatzimperfectionen anzugeben. Einen Wert für die Standardbetone wie C25/30 und einen Wert für Betone mit höheren Festigkeiten, etwa ab der Betongüte C40/50.

• Knicken um die z-Achse:

Als Referenzergebnis nach EN 1994-1-1 gilt (vgl. Tabelle 2.1): $KSL\ c$ bzw. $e_{0,d} = L/150$

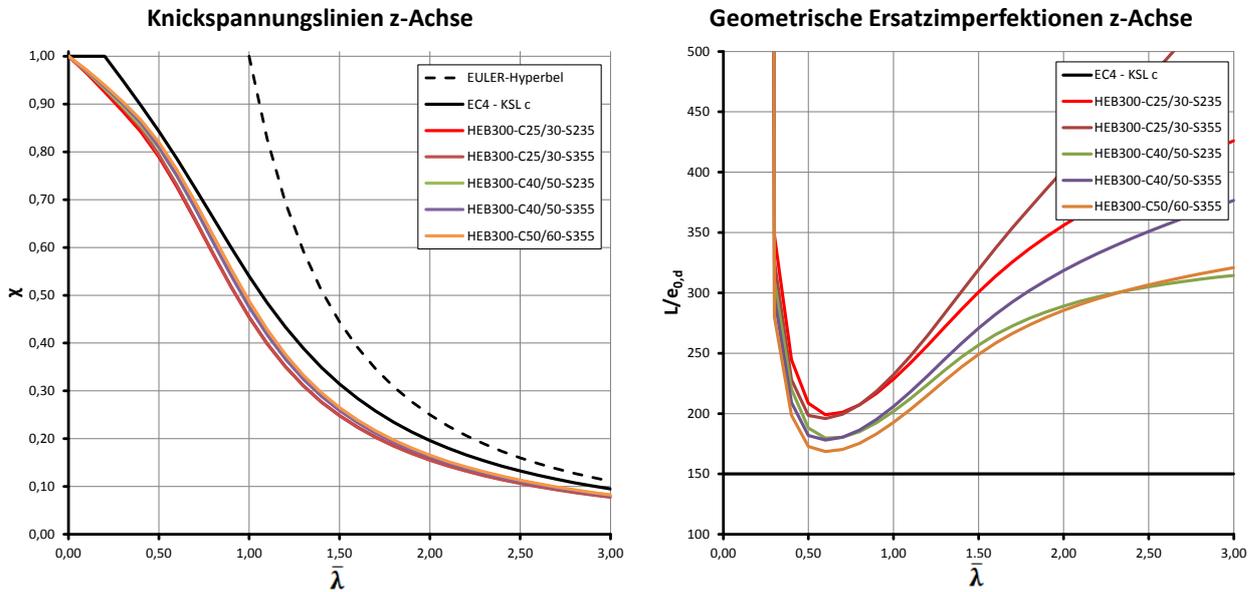


Abbildung 3.36: Einfluss verschiedener Baustoffe für Knicken um die z-Achse

Bei den Betrachtungen um die z-Achse zeigt sich dasselbe Bild, wie bei den teilweise einbetonierten I-Profilen, wobei die Abweichungen zu den Normkurven tendenziell etwas größer sind, siehe Abbildung 3.36.

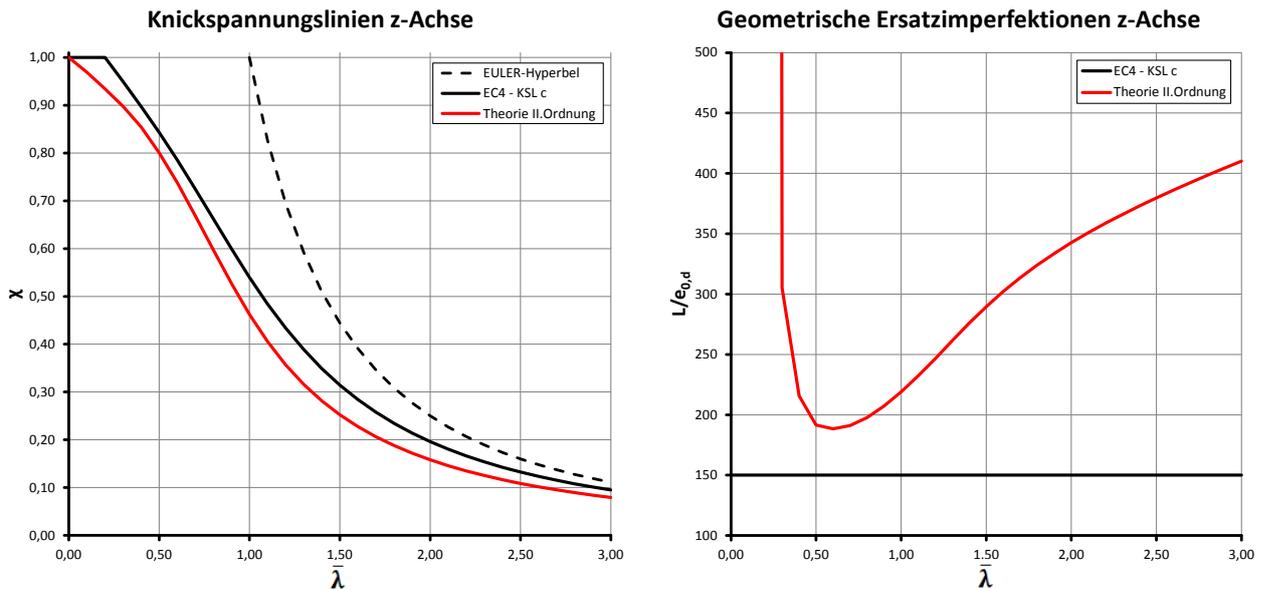


Abbildung 3.37: Variante mit C50/60 und S460 – Knicken um die z-Achse

Die Verwendung von S460 stellt sich in Hinblick auf die Festlegung der geometrischen Ersatzimperfektion auch hier nicht als ungünstigste Kombination heraus, siehe Abbildung 3.37. Das Minimum kommt, wie bei den Betrachtungen um die y-Achse, zwischen den C25/30-Kurven und den C40/50-Kurven zu liegen.

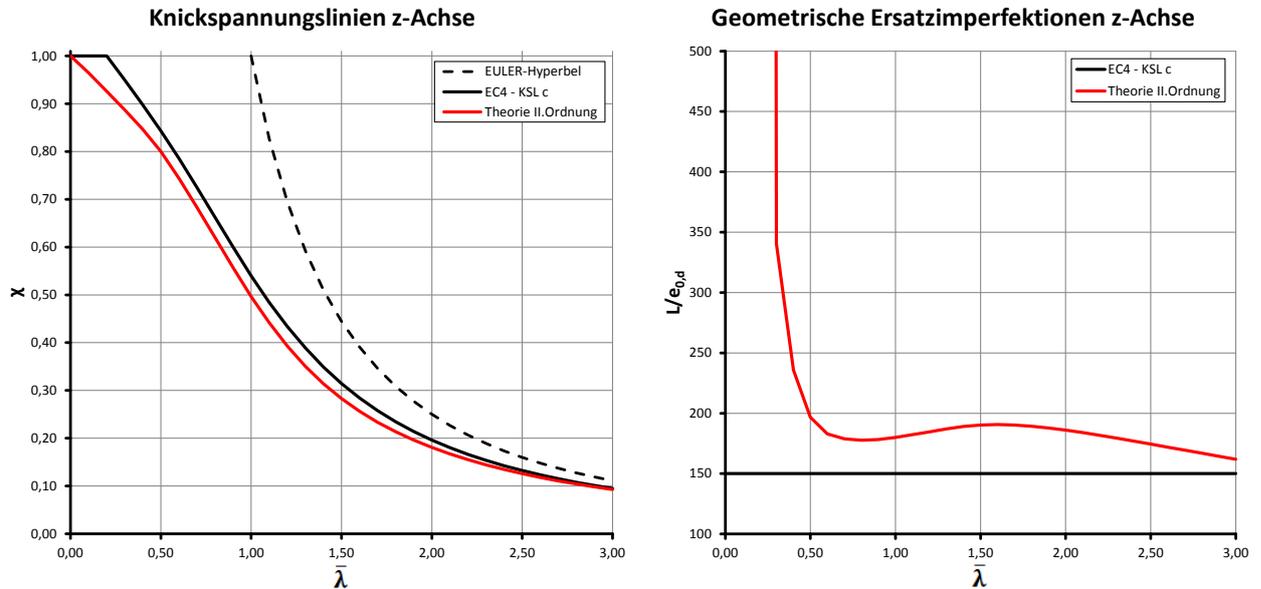


Abbildung 3.38: Berechnung mit $(EI)_{\text{eff}}$ anstatt $(EI)_{\text{eff,II}}$ (C25/30 und S235) – Knicken um die z-Achse

Abbildung 3.38 enthält die Ergebnisse der Berechnung, wenn $(EI)_{\text{eff}}$ anstelle von $(EI)_{\text{eff,II}}$ verwendet wird. Es zeigt sich ein ähnliches Bild, wie schon zuvor bei den teilweise einbetonierten I-Profilen, die Kurve liegt im Vergleich dazu etwas höher.

Bei den Berechnungen für Abbildung 3.39 und 3.40 wurden die Langzeiteffekte des Betons berücksichtigt. Es wird dieselbe Kriechzahl, wie für die y-Achse verwendet.

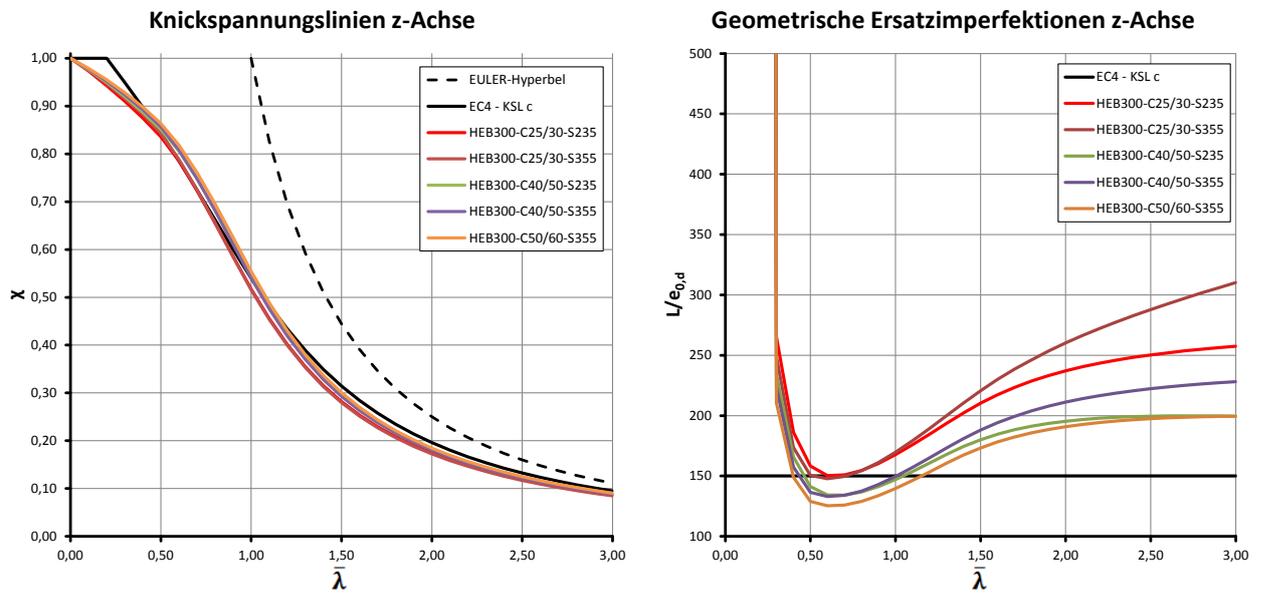


Abbildung 3.39: Berücksichtigung des Langzeitverhaltens des Betons mit $N_{G,Ed}/N_{Ed} = 0,50$ – Knicken um die z-Achse

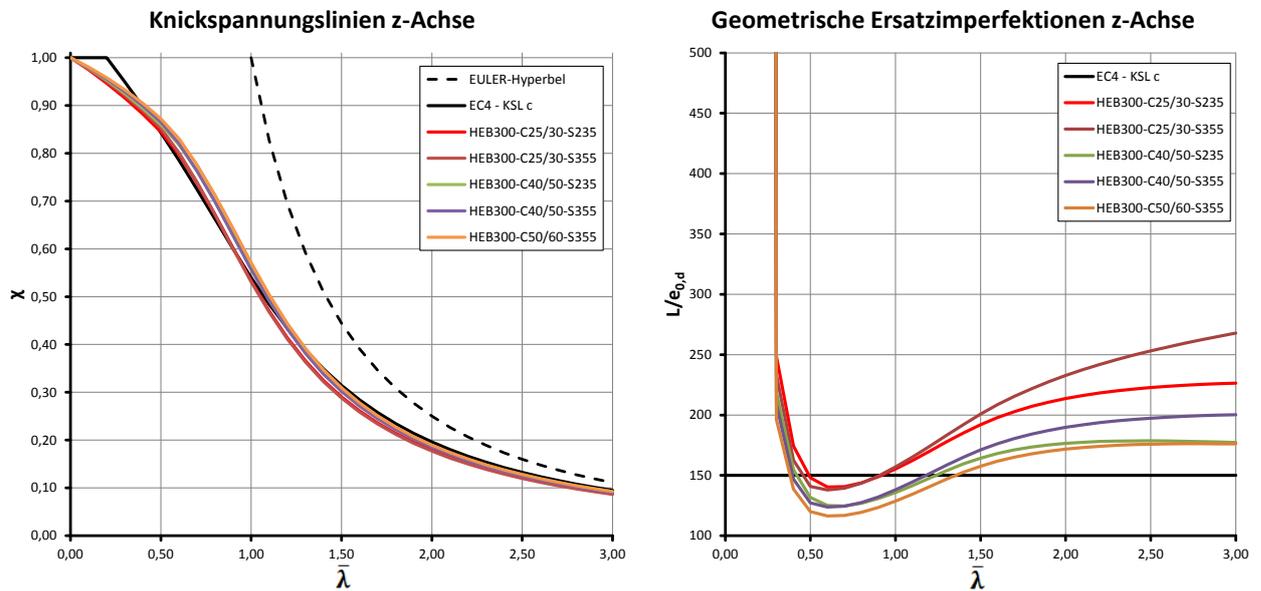


Abbildung 3.40: Berücksichtigung des Langzeitverhaltens des Betons mit $N_{G,Ed}/N_{Ed} = 0,75$ – Knicken um die z-Achse

Aufgrund des viel größeren Betonanteils, als bei den teilweise einbetonierten I-Profilen, hat auch die Berücksichtigung von Langzeiteffekten einen größeren Einfluss, siehe Abbildung 3.39 und 3.40. So kommt es vor, dass bei einem hohen Anteil an ständigen Lasten für sämtliche

Materialkombinationen die Tragfähigkeit, in Bezug auf die Knickspannungslinie, überschätzt wird. Als kritisch ist der Bereich um $\bar{\lambda} = 0,50 - 1,00$ zu betrachten, welcher durchaus auch in der Praxis anzutreffen ist. Wie schon bei den teilweise einbetonierten I-Profilen wäre eine Anpassung der geometrischen Ersatzimperfektion für die z-Achse notwendig. Der dort vorgeschlagene Wert von $L/120$ würde auch für die vollständig einbetonierten I-Profile besser zutreffen, als der angegebene Wert $L/150$.

3.4.2. Auswirkung der Dehnungsbeschränkung auf die M-N-Interaktionskurve

In diesem Abschnitt bezieht sich der Text immer auf die blaue Interaktionskurve (Variante c in Abschnitt 3.2.3). Die rote (Variante a in Abschnitt 3.2.3) und die violette (Variante b in Abschnitt 3.2.3) Kurve werden nur zu Vergleichszwecken dargestellt.

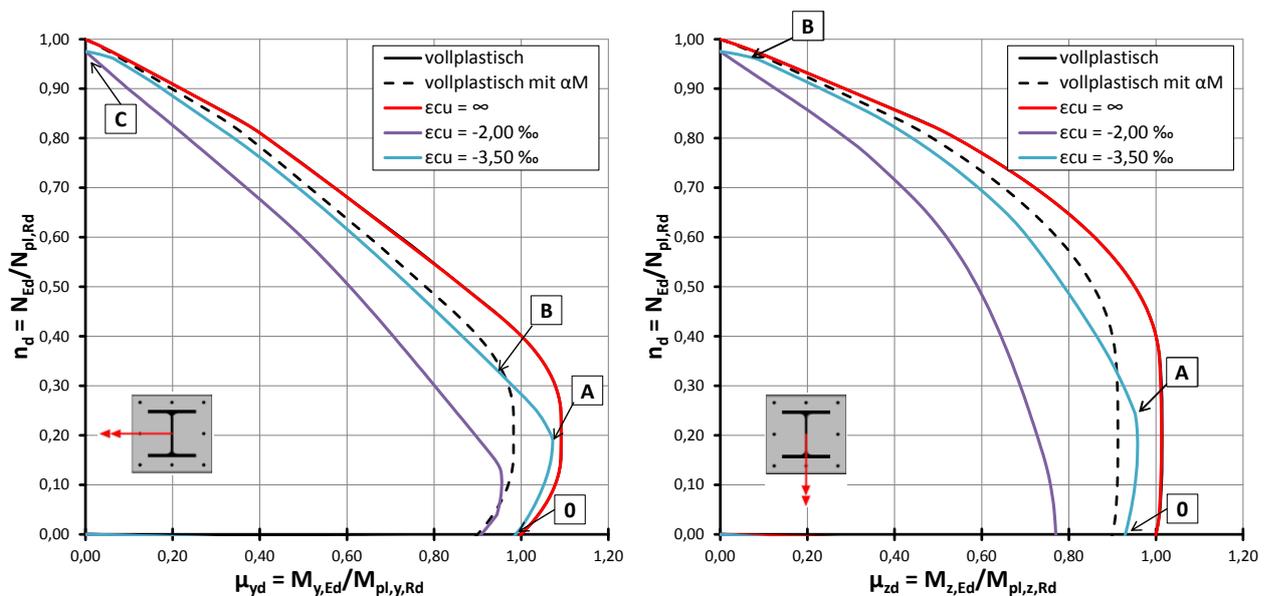


Abbildung 3.41: Querschnittstragfähigkeit für HEB300-C25/30-S235

Bei diesem Querschnittstyp liegt der Beton direkt am Querschnittsrand, aus diesem Grund ist das Stahlprofil stärker von der Dehnungsbeschränkung betroffen, als bei allen anderen Querschnittstypen. Ein kleinerer Anteil des Stahlprofils kann plastisch ausgenutzt werden und somit ergeben sich generell größere Abweichungen zu der vollplastischen Interaktionskurve.

Charakteristik der Interaktionskurve um die y-Achse:

Im Punkt 0 ist die Bewehrung auf beiden Querschnittsseiten im plastischen Bereich, der Baustahl nur auf der Zugseite. Die vorhandenen Stauchungen auf der Druckseite reichen nur aus, um S235

Flansche in den plastischen Bereich zu bringen, alle anderen Stahlgüten verbleiben dort elastisch. Die Bewehrung auf der Zugseite geht in Punkt A wieder in den elastischen Bereich über. Dasselbe gilt für den Flansch auf der Zugseite, unabhängig von der Stahlgüte, in Punkt B. In Punkt C steht der gesamte Querschnitt unter zentrischem Druck. Beton und Baustahl verhalten sich plastisch, die Bewehrung verbleibt elastisch. In diesem Punkt würden sich auch Stahlprofile aus S460 noch elastisch verhalten.

Charakteristik der Interaktionskurve um die z-Achse:

Auch hier kann nur auf die Bewehrung eingegangen werden, da die Flansche des Stahlprofils kontinuierlich vom elastischen in den plastischen Bereich übergehen. In Punkt 0 ist die Bewehrung auf der Druck- und Zugseite plastisch. Bei zunehmender Normalkraft wird zuerst die Bewehrung und danach der gezogene Teil des Stahlprofils auf der Zugseite wieder elastisch (Punkt A). Am oberen Ende der Interaktionskurve, dort wo der Querschnitt bereits vollständig überdrückt ist, wird die zentrische Dehnungsbegrenzung des Betons maßgebend und damit wird auch die Bewehrung auf der Druckseite elastisch. Das Stahlprofil kann in diesen Punkt vollständig plastisch ausgenutzt werden. Nur für S460 sind die vorhandenen Stauchungen nicht ausreichend um das Profil plastisch auszunutzen.

In den Abbildung 3.42 bis 3.46 sind die Auswirkungen der Dehnungsbeschränkung für verschiedene Materialkombinationen dargestellt.

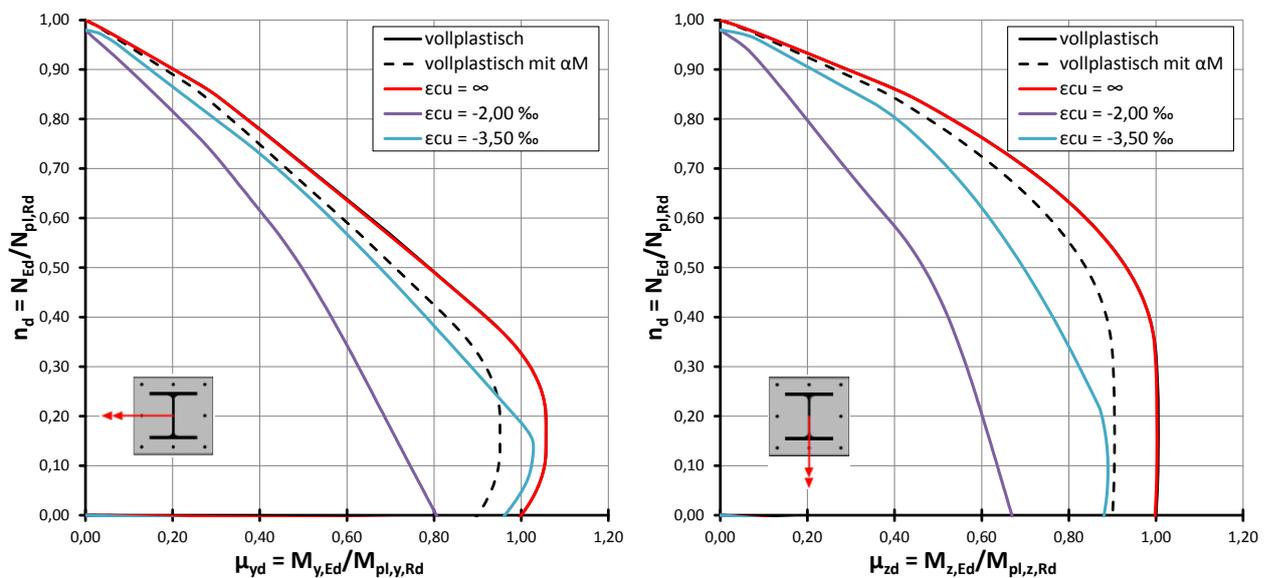


Abbildung 3.42: Querschnittstragfähigkeit für HEB300-C25/30-S355

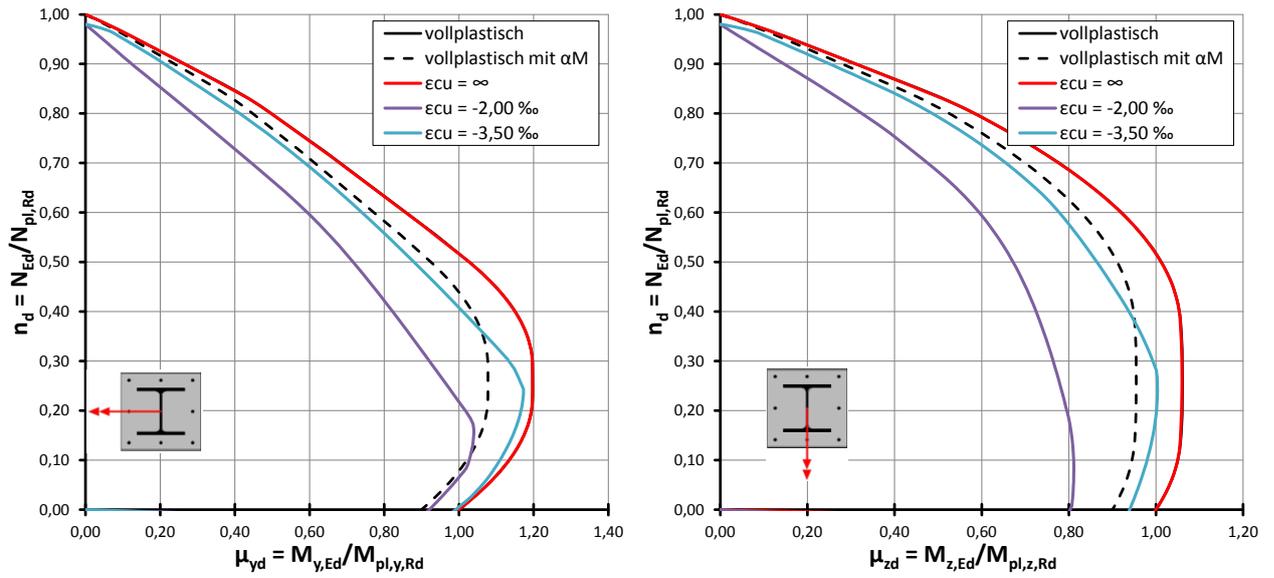


Abbildung 3.43: Querschnittstragfähigkeit für HEB300-C40/50-S235

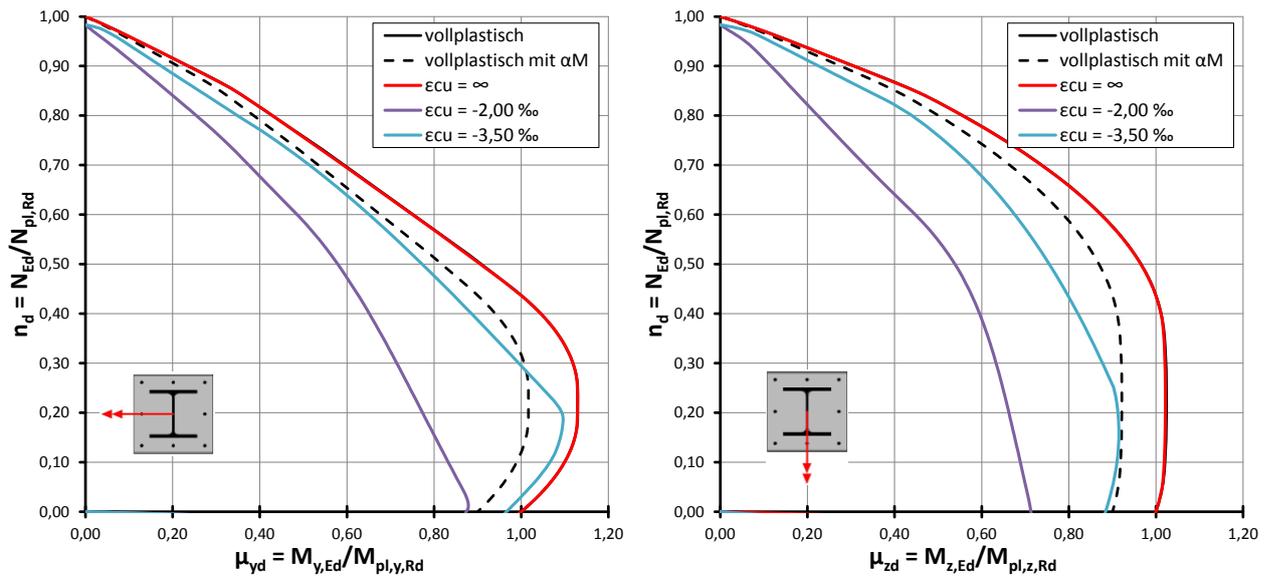


Abbildung 3.44: Querschnittstragfähigkeit für HEB300-C40/50-S355

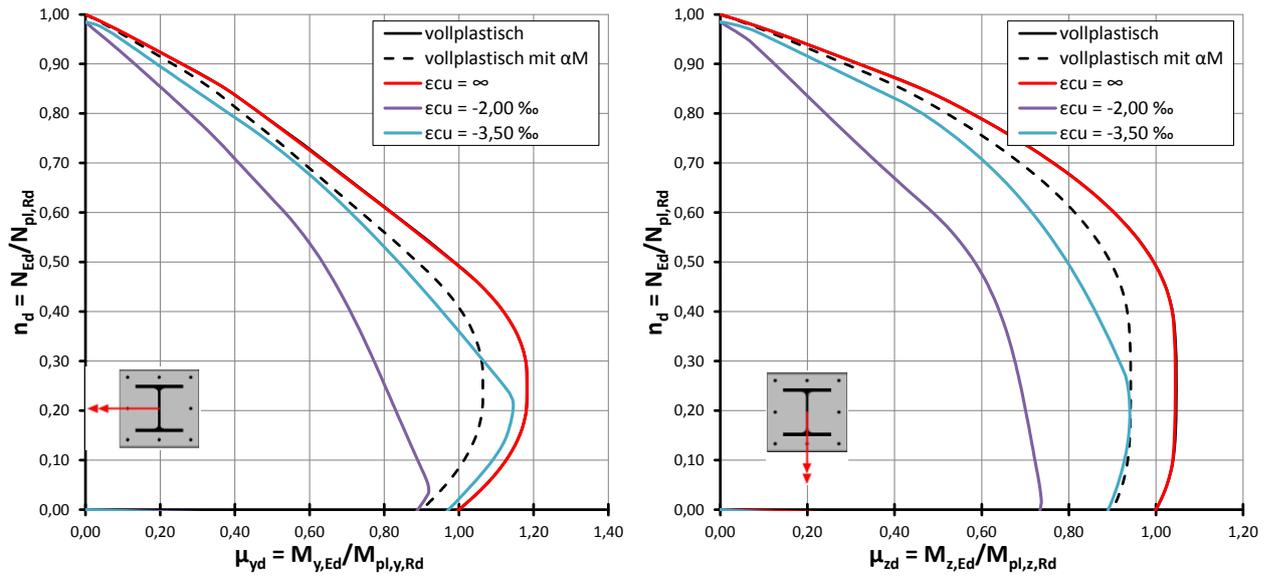


Abbildung 3.45: Querschnittstragfähigkeit für HEB300-C50/60-S355

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass die dehnungsbeschränkt ermittelte Interaktionskurve für die y-Achse etwas unter der laut EN 1994-1-1 zulässigen Interaktionskurve liegt. Im Bereich der Ausbauchung ($\mu_{yd} > 1,00$) wäre eine Reduktion α_M -Faktors möglich. Um die z-Achse zeigt sich dasselbe Bild, wie bei den teilweise einbetonierten I-Profilen, die Auswirkungen der Dehnungsbeschränkung werden vor allem bei S355 Stahlprofilen deutlich unterschätzt.

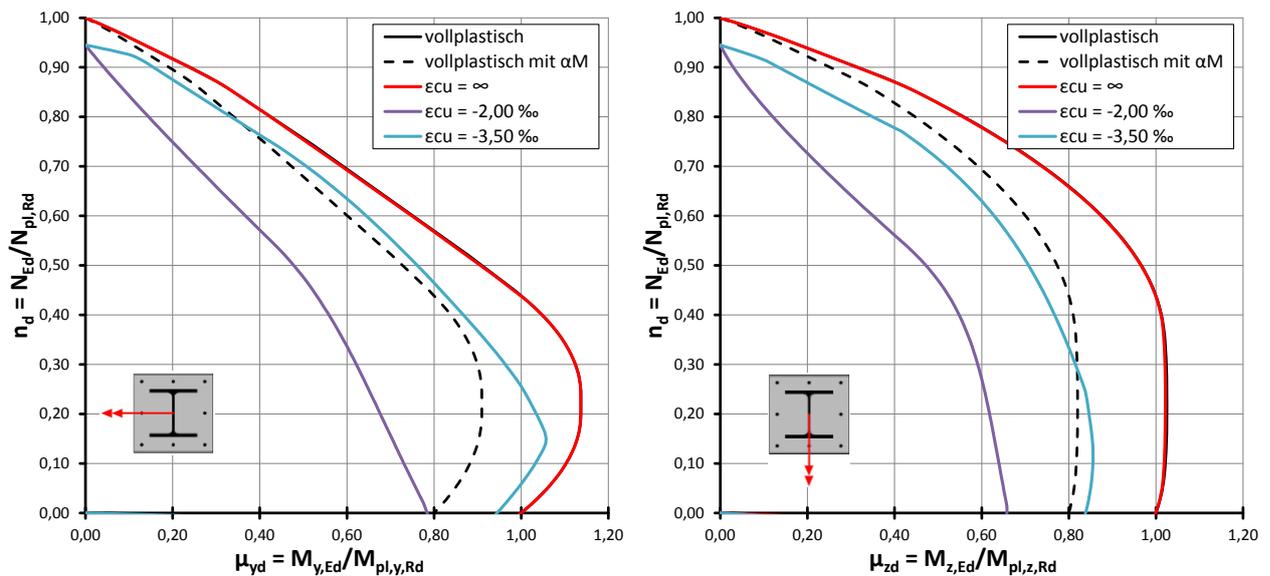


Abbildung 3.46: Querschnittstragfähigkeit für HEB300-C50/60-S460

Bei Verwendung eines Stahlprofils aus S460 liegt die Interaktionskurve um die starke Achse, aufgrund des geringeren α_M -Faktors, leicht über der zulässigen Kurve. Für die z-Achse reicht der Faktor jedoch nicht aus, um die Dehnungsbeschränkung ausreichend genau abzubilden.

3.5. Ausbetonierte quadratische Hohlprofile

3.5.1. Variation der verwendeten Baustoffe / Bewehrung

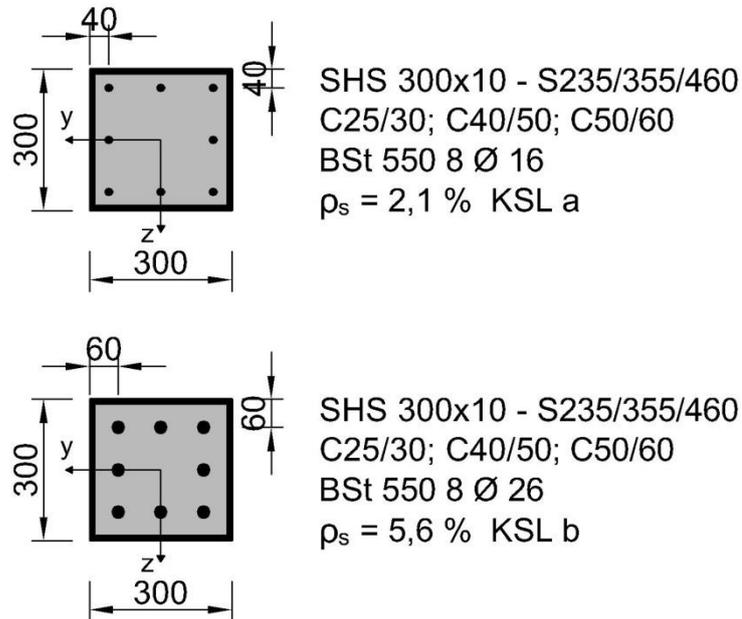


Abbildung 3.47: Querschnitte für die Parameterstudie

Bei den ausbetonierten Hohlprofilen erfolgt die Zuordnung zu den Knickspannungslinien gemäß EN 1994-1-1 in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad. Aus diesem Grund wird die Berechnung für zwei verschiedene Bewehrungsgrade durchgeführt, siehe Abbildung 3.47. Ein höherer Bewehrungsgrad führt zu einer tieferen Einstufung bei den Knickspannungslinien.

• Querschnitt mit $\rho_s \leq 3\%$:

Als Referenzergebnis nach EN 1994-1-1 gilt (vgl. Tabelle 2.1): KSL a bzw. $e_{0,d} = L/300$

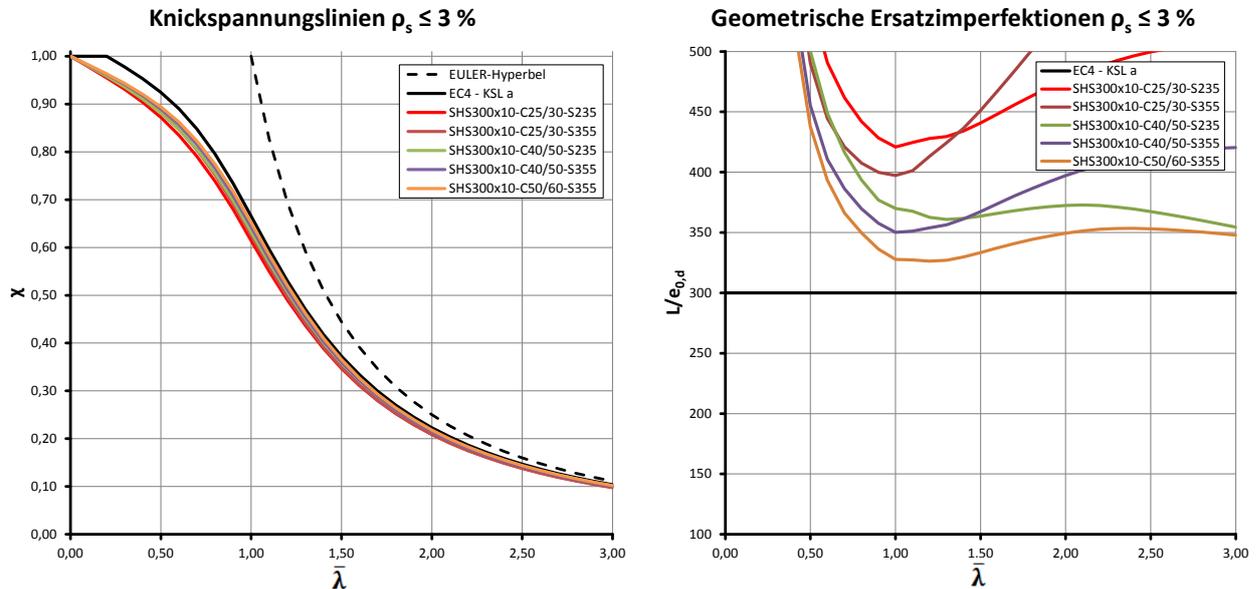


Abbildung 3.48: Einfluss verschiedener Baustoffe

Die Tragfähigkeit der Knickspannungslinie a wird ab einer Schlankheit $\bar{\lambda} = 1,00$, vor allem mit höherer Stahl- und Betongüte, gut angenähert, siehe Abbildung 3.48. Dieser Umstand ist auch bei den rückgerechneten Ersatzimperfectionen zu erkennen. Da bei dieser Berechnung noch keine Langzeiteffekte berücksichtigt wurden, kann man davon ausgehen, dass die in EN 1994-1-1 festgelegte Ersatzimperfection bestätigt werden kann. Es zeigt sich auch eine deutliche Abhängigkeit von den verwendeten Materialien. Bei diesem Querschnittstyp ist der Einfluss der verwendeten Stahlgüte deutlich größer als bei den teilweise oder vollständig einbetonierten I-Profilen.

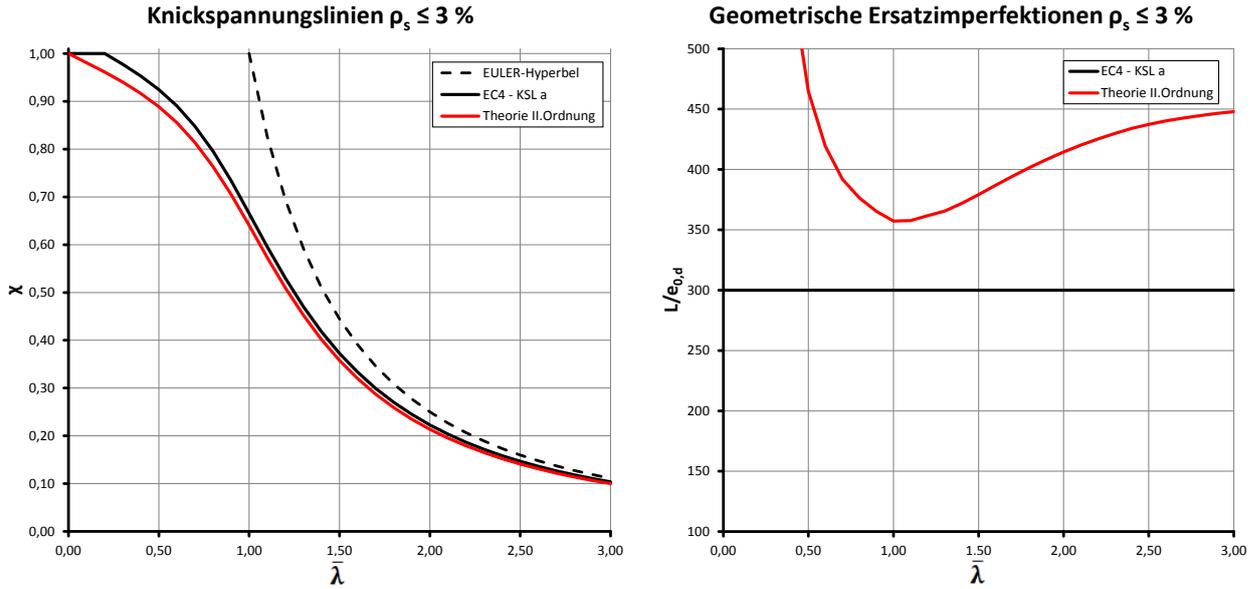


Abbildung 3.49: Variante mit C50/60 und S460

Wie in den vorherigen Beispielen, ist auch hier die Materialkombination mit S460 nicht die maßgebende Kombination, siehe Abbildung 3.49. Das Minimum kommt auf der Höhe der C40/50-Kurven zu liegen.

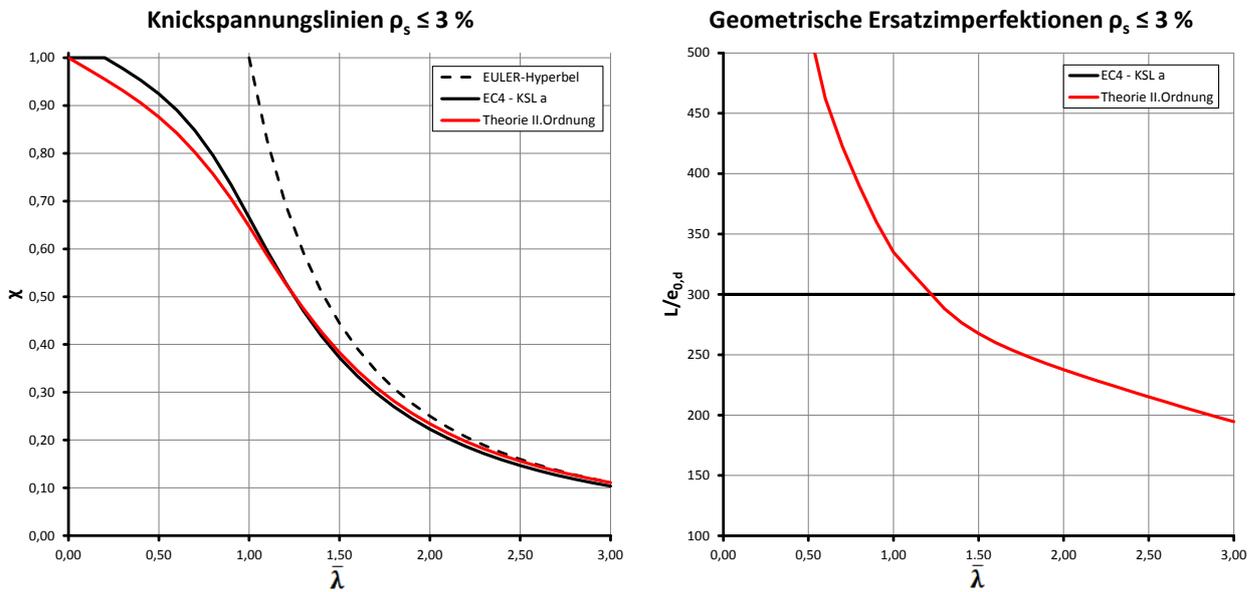


Abbildung 3.50: Berechnung mit $(EI)_{eff}$ anstatt $(EI)_{eff,II}$ (C25/30 und S235)

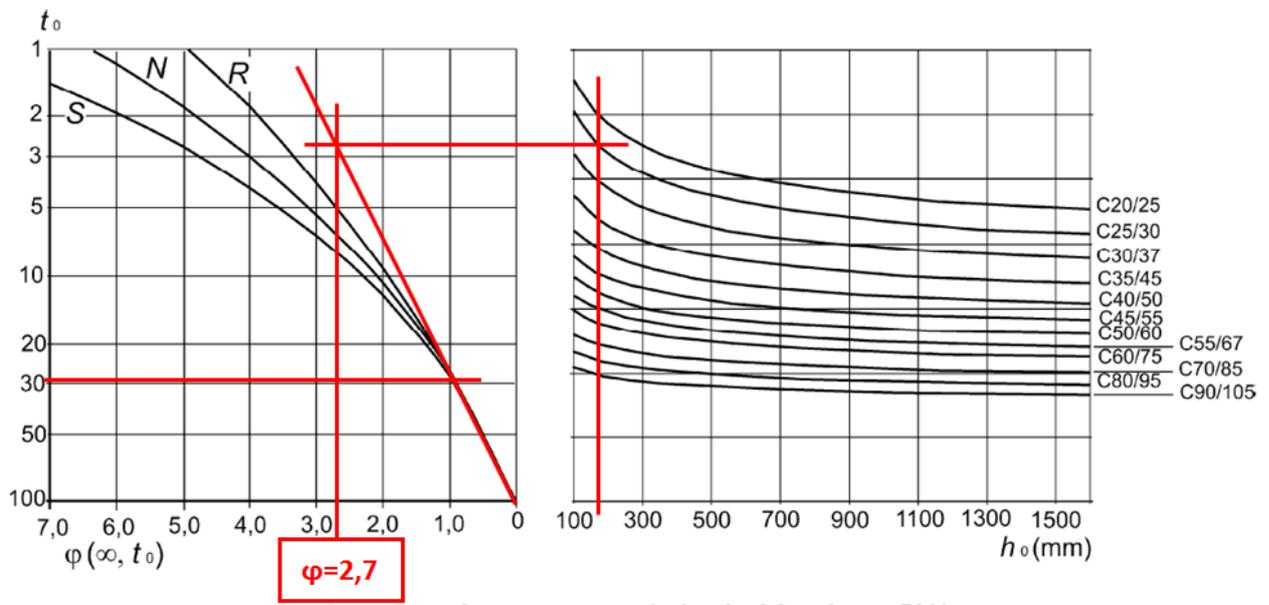
Die Verwendung von $(EI)_{\text{eff}}$ zur Rückrechnung auf die geometrischen Ersatzimperfektion ergibt auch hier eine abfallende Kurve, die keinen eindeutig feststellbaren Grenzwert innerhalb des Anwendungsbereichs aufweist.

Für die nächsten beiden Abbildungen sollen auch die Langzeiteffekte berücksichtigt werden. Als Grundlage dafür muss zuerst die Kriechzahl für diesen Querschnittstyp bestimmt werden, um die Abminderung des Beton E-Moduls vornehmen zu können.

Bestimmung der Kriechzahl φ :

$$U = 2(h_c + b_c) = 4(300 - 2 \cdot 10) \pi = 1120 \text{ mm}$$

$$h_0 = \frac{2 A_c}{U} = \frac{2 \cdot 78375}{1120} = 140 \text{ mm}$$



a) trockene Innenräume, relative Luftfeuchte = 50%

Abbildung 3.51: Bestimmung der Kriechzahl nach [9]

Bei betongefüllten Hohlprofilen darf die Kriechzahl, gemäß DIN EN 1994-1-1/NA. [12], mit 25 % desjenigen Wertes angenommen werden, welcher sich ohne Berücksichtigung der Austrocknungsbehinderung durch das Hohlprofil ergibt. Damit ergibt sich eine effektive Kriechzahl von:

$$\varphi_{\text{eff}} = 0,25 \varphi = 0,25 \cdot 2,7 = 0,68$$

Mit der Annahme, dass 50 % des Bemessungswertes der Normalkraft ständig wirken ($N_{G,Ed}/N_{Ed} = 0,50$), ergeben sich die folgenden reduzierten Biegesteifigkeiten:

Querschnitt: ausbetoniertes SHS300x10 aus C25/30 und S235

$$I_a = 16279 \text{ cm}^4 \quad I_c = 49761 \text{ cm}^4 \quad I_s = 1460 \text{ cm}^4$$

$$E_a = 210000 \text{ MPa} \quad E_{cm} = 31000 \text{ MPa} \quad E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + \frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \varphi_t} = 31000 \frac{1}{1 + 0,5 \cdot 0,68} = 23134 \text{ MPa} \approx 0,75 E_{cm}$$

$$(EI)_{eff,II, t=0} = K_0 (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c) = 0,9 (210000 \cdot 16279 + 200000 \cdot 1460 + 0,5 \cdot 31000 \cdot 49761) \cdot 10^{-5} = 40337 \text{ kNm}^2$$

$$(EI)_{eff,II, t=\infty} = K_0 (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c) = 0,9 (210000 \cdot 16279 + 200000 \cdot 1460 + 0,5 \cdot 23134 \cdot 49761) \cdot 10^{-5} = 38575 \text{ kNm}^2 \approx 0,96 (EI)_{eff,II, t=0}$$

Obwohl bei den ausbetonierten Hohlprofilen der Anteil des Betons im Querschnitt groß ist, fällt die Abnahme des Beton E-Moduls und der Biegesteifigkeit sehr gering aus. Grund dafür ist die geringe Kriechzahl, die sich aufgrund der Austrocknungsbehinderung durch das Hohlprofil ergibt.

Die nachfolgenden Abbildungen enthalten die Ergebnisse der Berechnung, bei der auch die Langzeiteffekte berücksichtigt wurden.

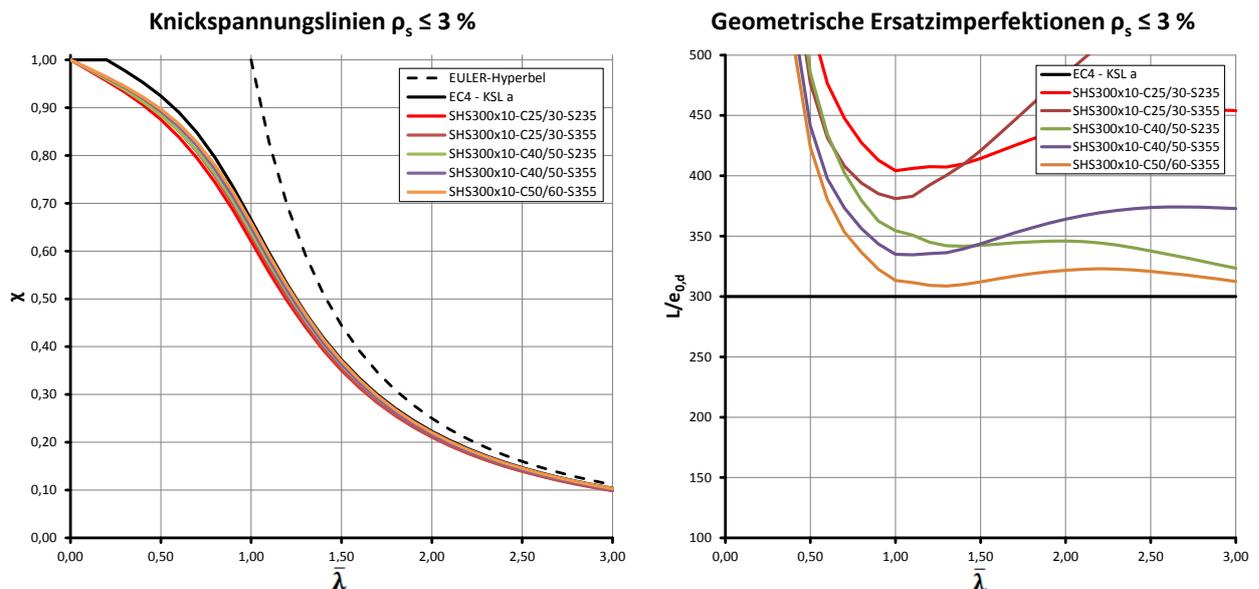


Abbildung 3.52: Berücksichtigung des Langzeitverhaltens des Betons mit $N_{G,Ed}/N_{Ed} = 0,50$

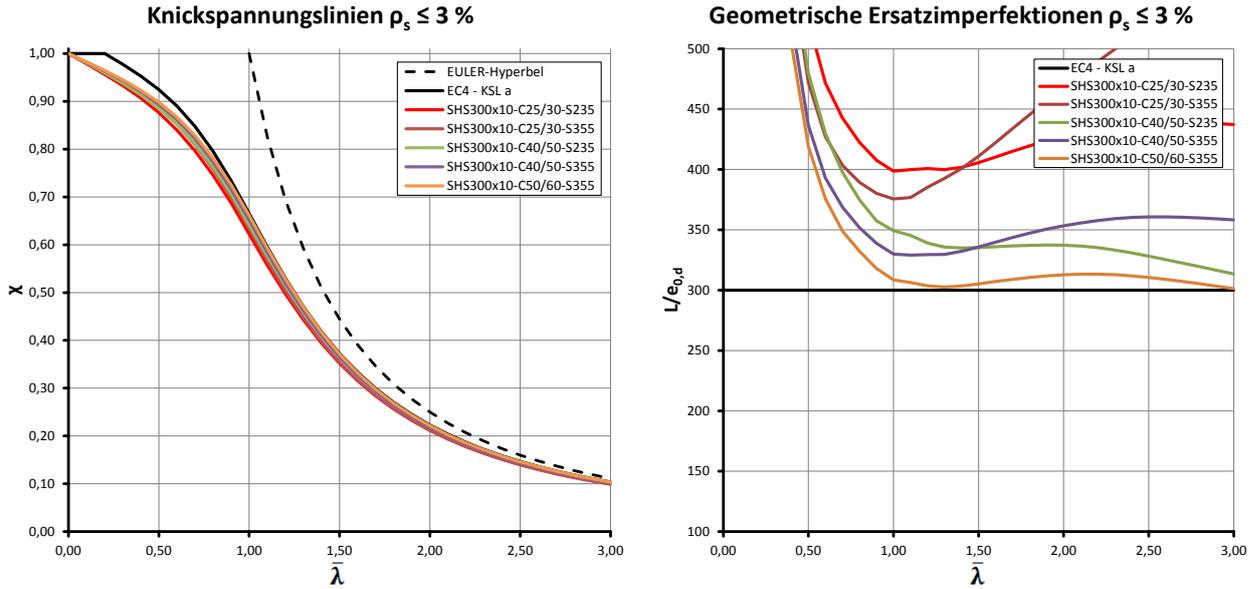


Abbildung 3.53: Berücksichtigung des Langzeitverhaltens des Betons mit $N_{G,Ed}/N_{Ed} = 0,75$

Die Berücksichtigung von Langzeiteffekten bewirkt wieder ein Absinken der Imperfektionskurven, wobei sich dieser Effekt jedoch in Grenzen hält, siehe Abbildung 3.52 und 3.53. Grund dafür ist vor allem die geringe Kriechzahl, die sich aus den günstigen Verhältnissen dieser Querschnittsform ergibt. Auf Grundlage dieser Berechnungen kann die geometrische Ersatzimperfection für die Knickspannungslinie a von $L/300$ gemäß EN 1994-1-1 bestätigt werden.

- **Querschnitt mit $3 \% < \rho_s < 6 \%$:**

Als Referenzergebnis nach EN 1994-1-1 gilt (vgl. Tabelle 2.1): KSL b bzw. $e_{0,d} = L/200$

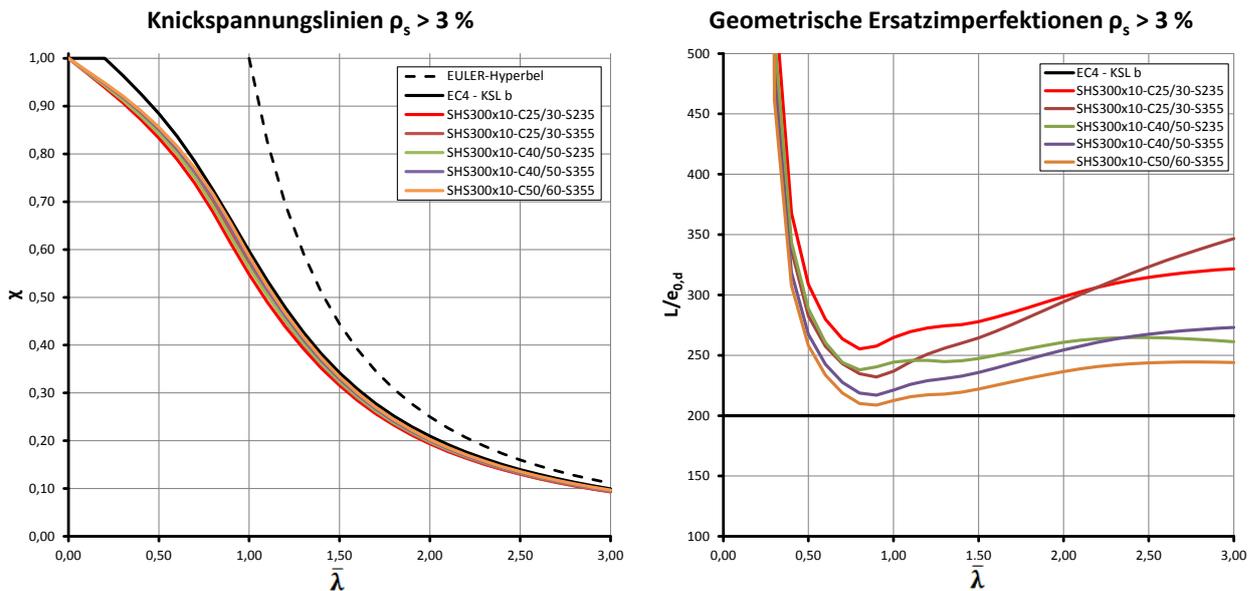


Abbildung 3.54: Einfluss verschiedener Baustoffe

Für einen Bewehrungsgrad von mehr als 3 % ist laut EN 1994-1-1 die Knickspannungslinie b zu verwenden. Die Abweichungen von der Knickspannungslinie sind geringer als beim weniger stark bewehrten Querschnitt, siehe Abbildung 3.54. Bei den Ersatzimperfektionen ist ersichtlich, dass man sich näher am vorgeschlagenen Wert befindet. Der größere Bewehrungsgrad bewirkt außerdem, dass die Bandbreite der Kurven geringer ausfällt. In diesem Fall liegt die Kombination C25/30 mit S355 sogar etwas tiefer als die Kombination C40/50 mit S235.

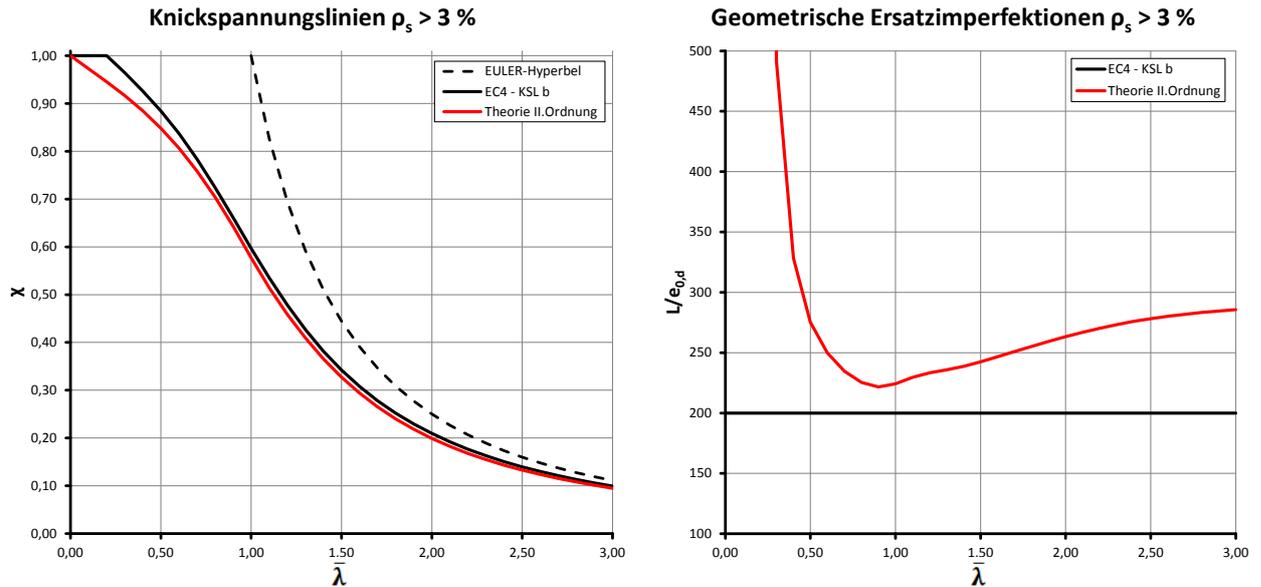


Abbildung 3.55: Variante mit C50/60 und S460

Die maßgebende Materialkombination zur Festlegung der geometrischen Ersatzimperfektion ist wieder jene aus C50/60 mit einem S355 Hohlprofil. Die Kurve auf Grundlage des S460 und C50/60, siehe Abbildung 3.55, kommt auf Höhe der Kurve C40/50 mit S355 zu liegen.

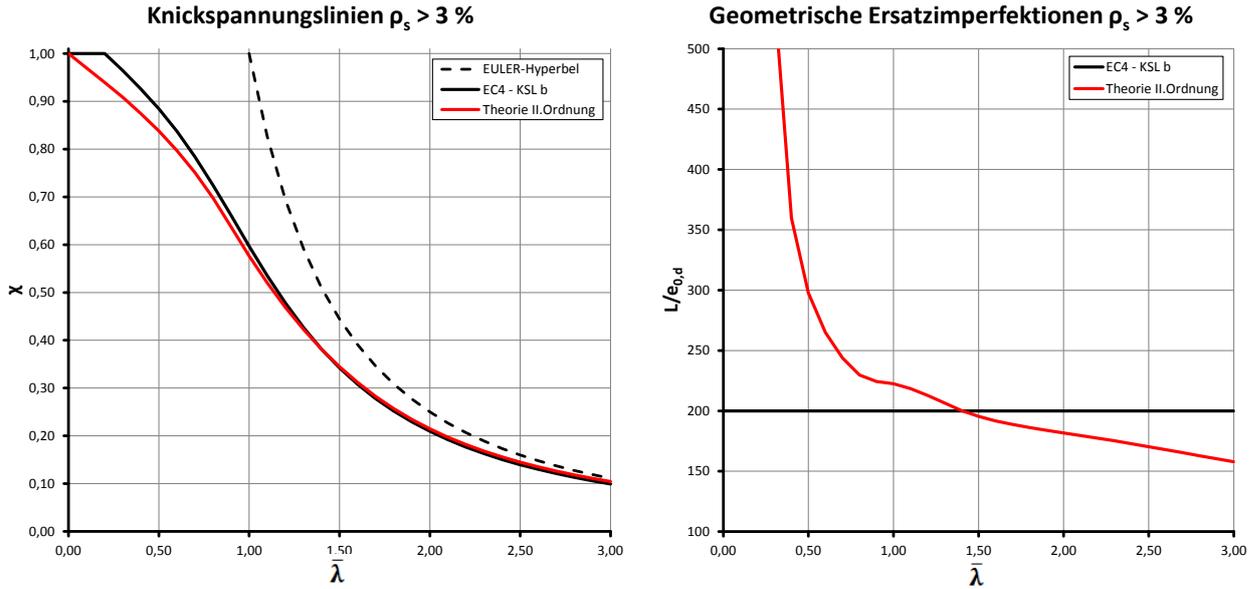


Abbildung 3.56: Berechnung mit $(EI)_{eff}$ anstatt $(EI)_{eff,II}$ (C25/30 und S235)

Wird die „falsche“ Biegesteifigkeit für die Theorie II. Ordnung Berechnung herangezogen, lässt sich auch für diesen Querschnittstyp keine eindeutige Aussage über die Ersatzimperfektion treffen, siehe Abbildung 3.56.

Bei den Berechnungen für Abbildung 3.57 und 3.58 wurden die Langzeiteffekte des Betons berücksichtigt. Es wird dieselbe Kriechzahl, wie beim geringer bewehrten Querschnitt, verwendet.

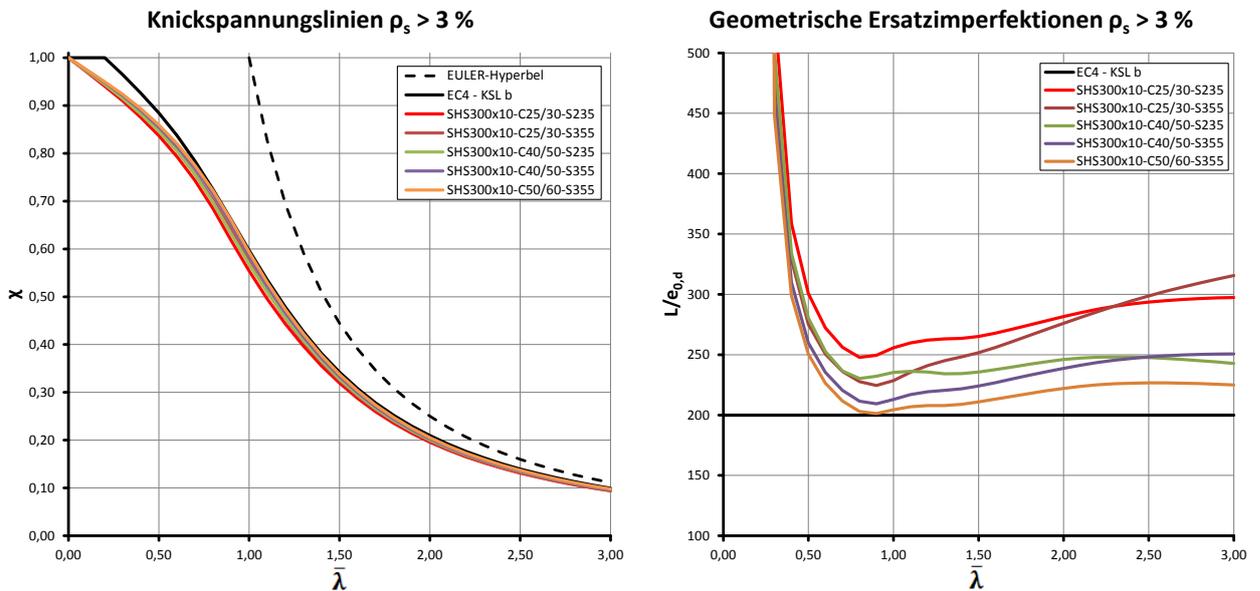


Abbildung 3.57: Berücksichtigung des Langzeitverhaltens des Betons mit $N_{G,Ed}/N_{Ed} = 0,50$

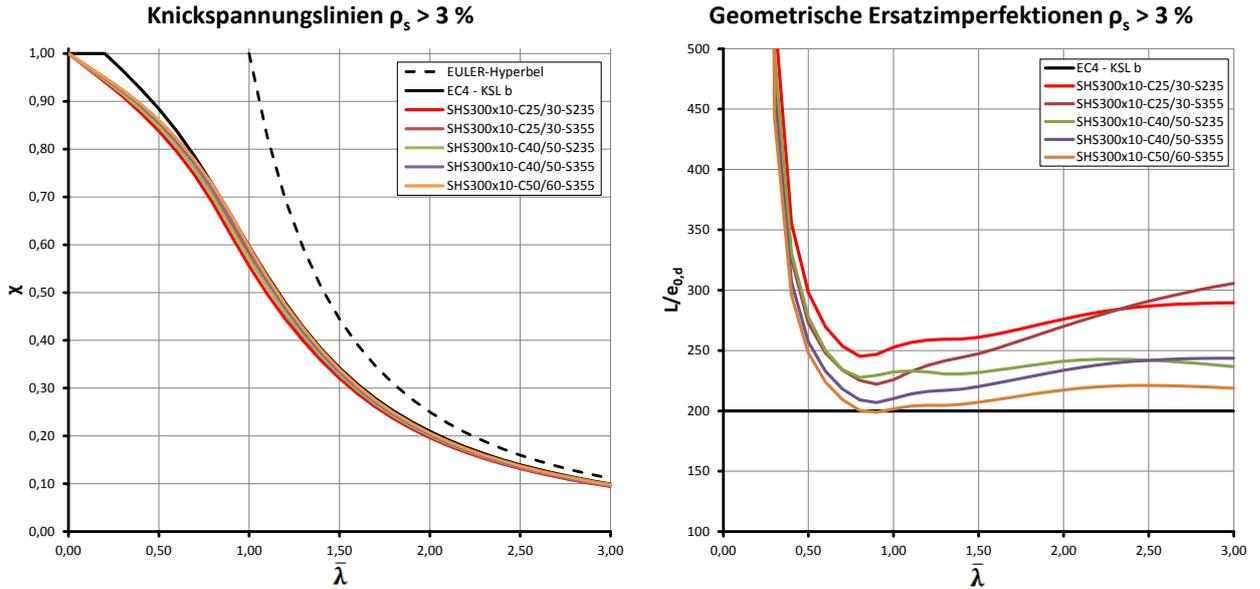


Abbildung 3.58: Berücksichtigung des Langzeitverhaltens des Betons mit $N_{G,Ed}/N_{Ed} = 0,75$

Wie beim geringer bewehrten Querschnitt, ist der Einfluss des Langzeitverhaltens des Betons als gering einzustufen. Für diesen Fall ist der Einfluss sogar noch geringer, da aufgrund der größeren Bewehrungsmenge weniger Beton vorhanden ist. Die Abbildung 3.57 und 3.58 zeigen, dass die Festlegung der geometrischen Ersatzimperfektion gut mit den Berechnungsergebnissen übereinstimmt.

3.5.2. Auswirkung der Dehnungsbeschränkung auf die M-N-Interaktionskurve

Im Text wird nur auf die blaue Interaktionskurve (Variante c in Abschnitt 3.2.3) eingegangen. Die rote (Variante a in Abschnitt 3.2.3) und die violette Kurve (Variante b in Abschnitt 3.2.3) werden nur zu Vergleichszwecken dargestellt.

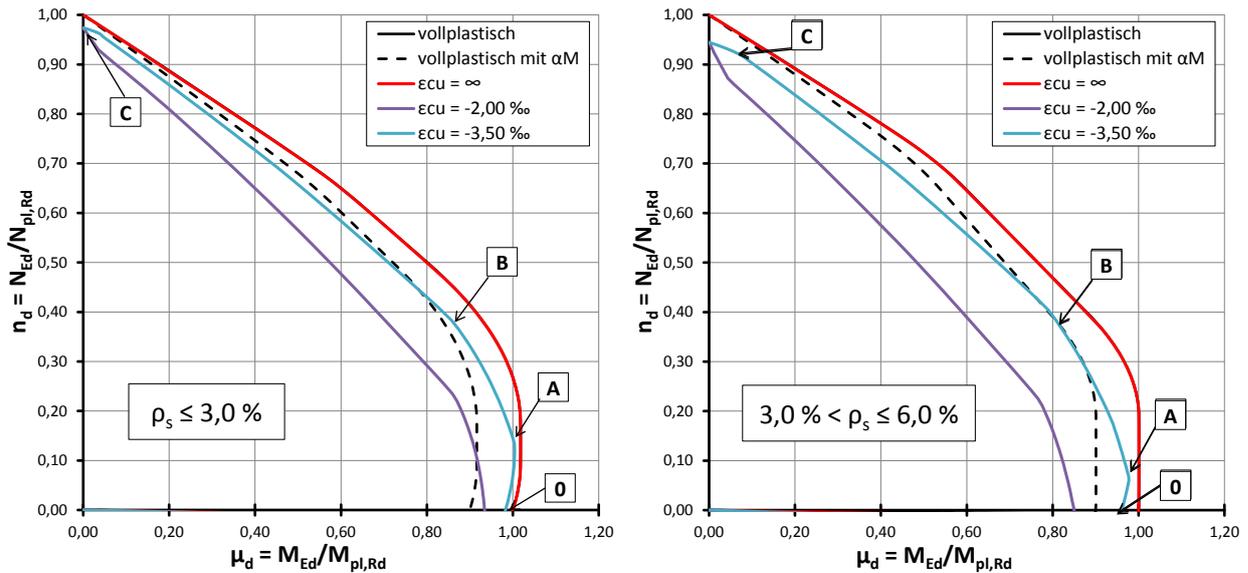


Abbildung 3.59: SHS300x10-C25/30-S235

Charakteristik der Interaktionskurven:

Am Ausgangspunkt der Interaktionskurven (Punkt 0) sind die Gurte und die Bewehrung auf der Zug- und auf der Druckseite plastisch. Im Punkt A wird die Bewehrung auf der Zugseite wieder elastisch und anschließend im Punkt B auch der Zuggurt. Am oberen Ende der Interaktionskurven (Punkt C) wird wieder die zentrische Dehnungsbeschränkung aus EN 1992-1-1 maßgebend, Bewehrung und Baustahl der Güte S235 bis S355 sind wieder im plastischen Bereich.

In Abbildung 3.60 bis 3.64 sind die Ergebnisse für andere Materialkombinationen dargestellt.

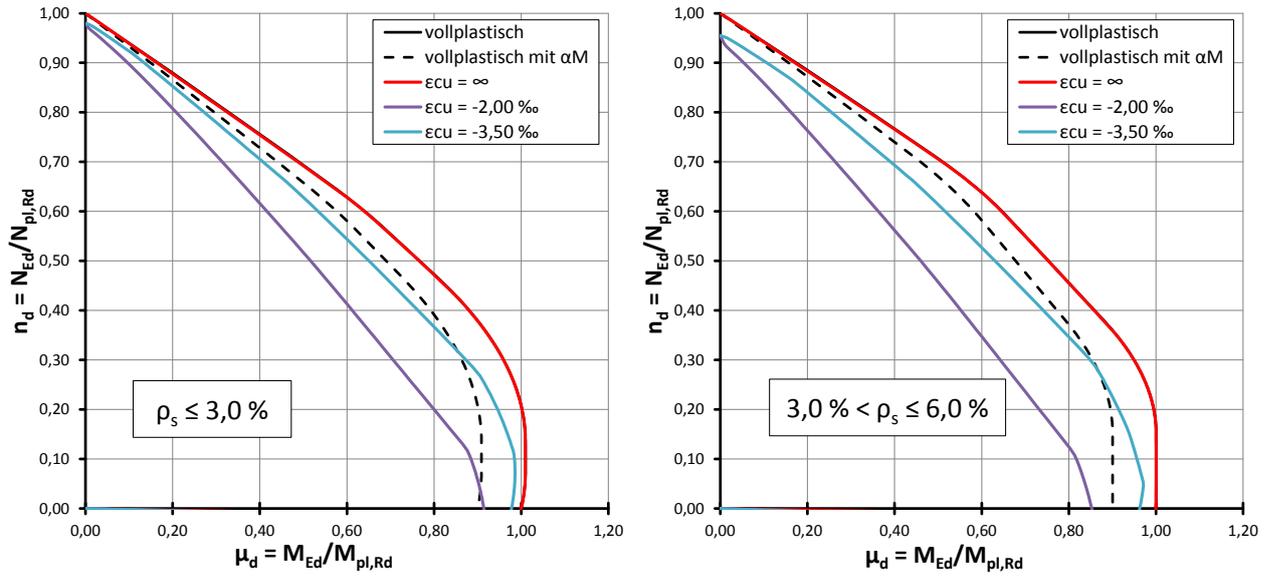


Abbildung 3.60: Querschnittstragfähigkeit für SHS300x10-C25/30-S355

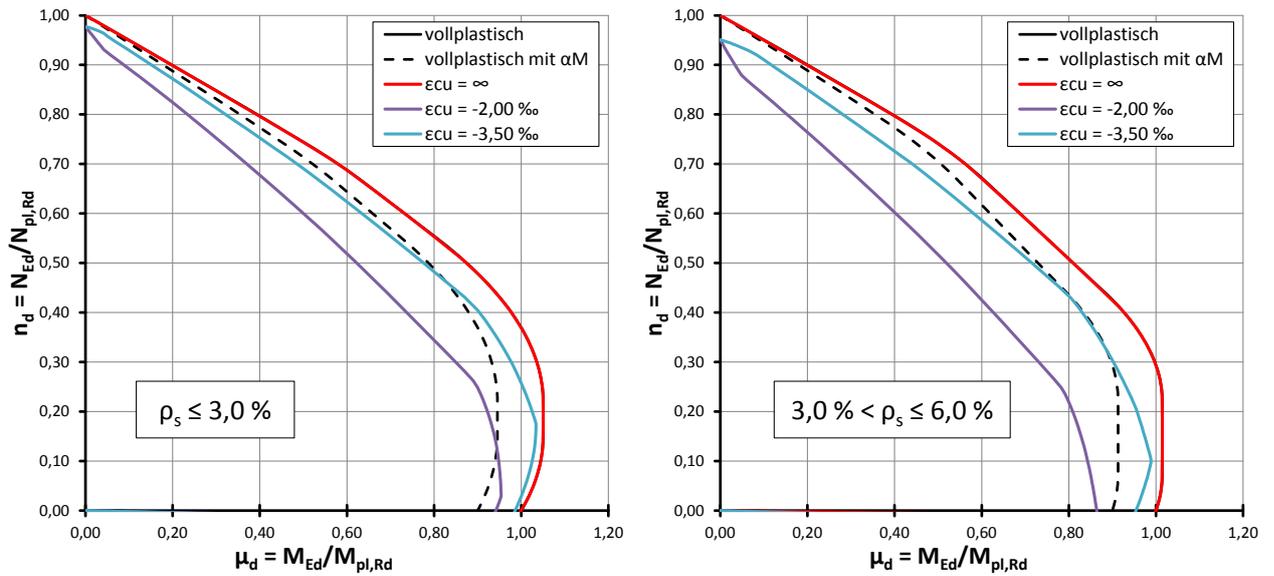


Abbildung 3.61: Querschnittstragfähigkeit für SHS300x10-C40/50-S235

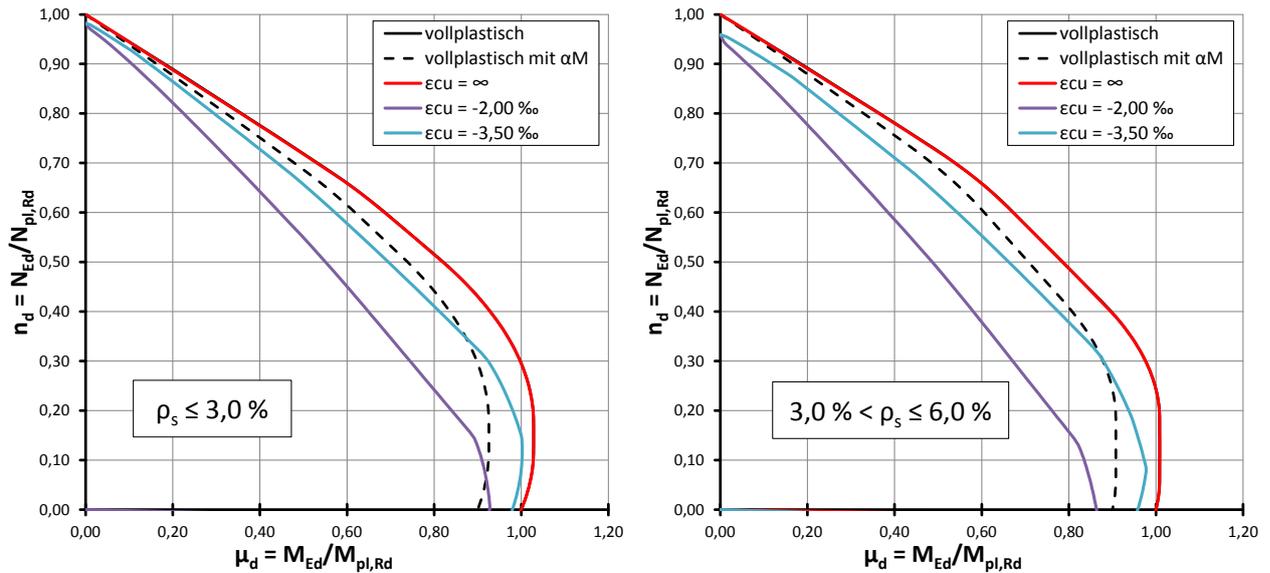


Abbildung 3.62: Querschnittstragfähigkeit für SHS300x10-C40/50-S355

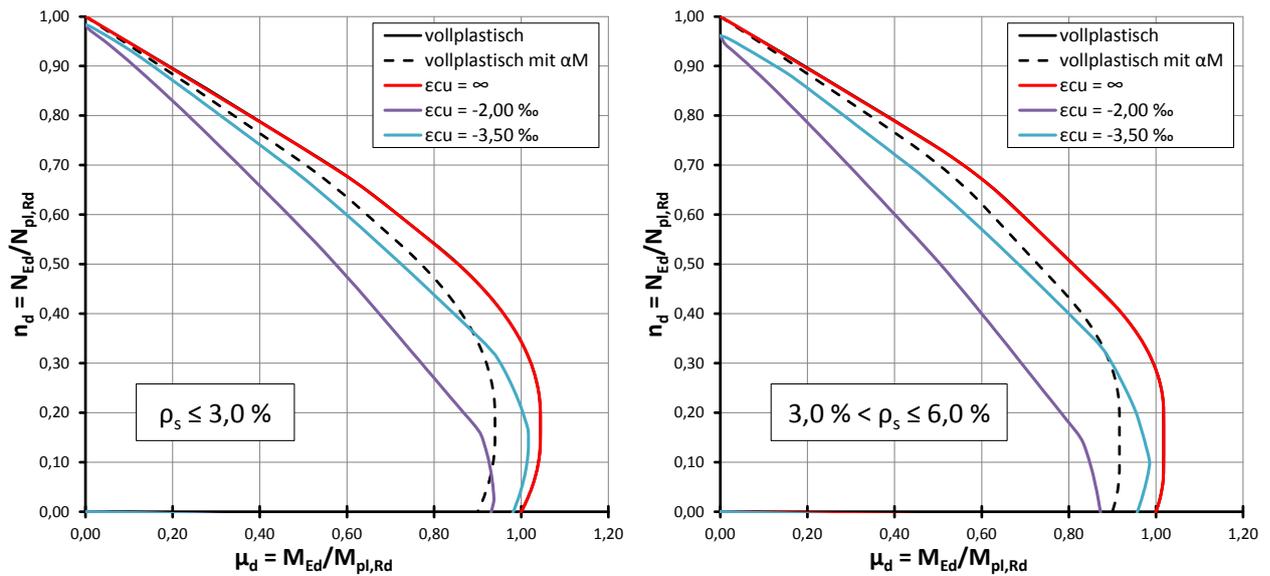


Abbildung 3.63: Querschnittstragfähigkeit für SHS300x10-C50/60-S355

Auffällig ist, dass die Interaktionskurve mit Dehnungsbeschränkung im oberen Bereich ($n_d \geq 0,30$) unter der zulässigen vollplastischen Interaktionskurve liegt. Hauptgrund dafür ist, dass die Bewehrung nicht fließt, daher ist die Abweichung auch beim stärker bewehrten Querschnitt größer. Im unteren Bereich der Interaktionskurve nähert sich die dehnungsbeschränkt ermittelte Interaktionskurve an die vollplastische Interaktionskurve an. Da sich diese Abweichungen insgesamt aber in Grenzen halten, kann davon ausgegangen werden, dass die Auswirkungen der Dehnungsbeschränkung hinreichend genau durch den α_M -Faktor abgedeckt werden.

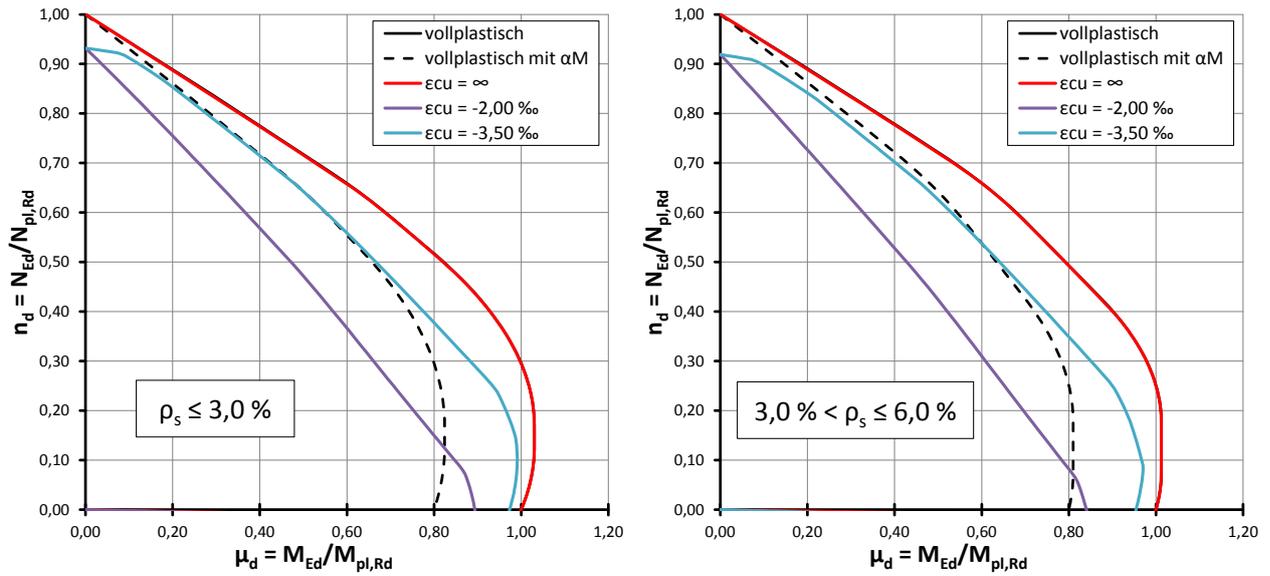


Abbildung 3.64: Querschnittstragfähigkeit für SHS300x10-C50/60-S460

Für ein S460 Hohlprofil sind die oben genannten Abweichungen, aufgrund des kleineren α_M -Faktors von 0,8, kaum noch vorhanden, siehe Abbildung 3.64. Beim gering bewehrten Querschnitt sind die Abweichungen beinahe zur Gänze abgedeckt und beim stark bewehrten Querschnitt sind sie deutlich geringer als bei den Querschnitten mit Stahlgüte S235 bzw. S355.

3.6. Ausbetonierte kreisförmige Hohlprofile

3.6.1. Variation der verwendeten Baustoffe

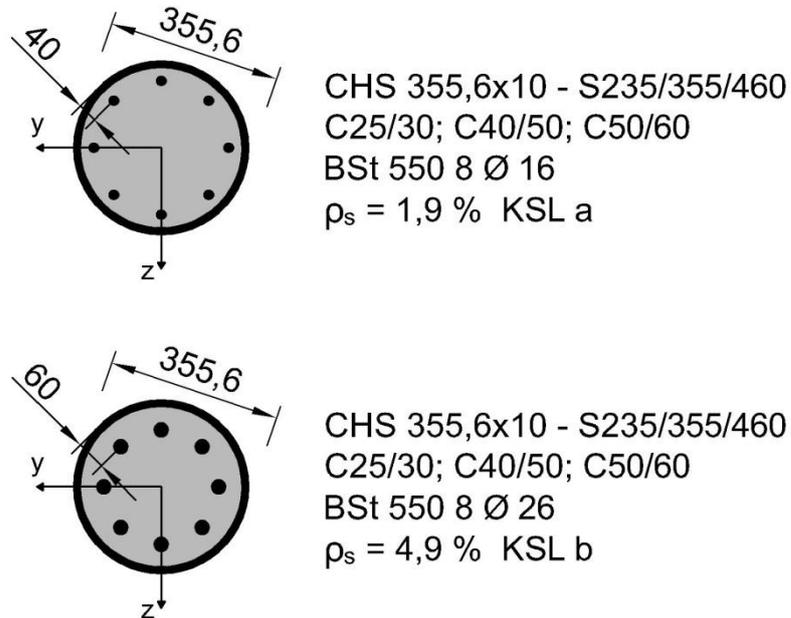


Abbildung 3.65: Querschnitte für die Parameterstudie

Wie schon bei den ausbetonierten quadratischen Hohlprofilen werden auch hier zwei Querschnitte untersucht, um die Zuordnung zu den beiden Knickspannungslinien nachvollziehen zu können. Die beiden Querschnitte sind in Abbildung 3.65 dargestellt.

• Querschnitt mit $\rho_s \leq 3\%$:

Als Referenzergebnis nach EN 1994-1-1 gilt (vgl. Tabelle 2.1): KSL a bzw. $e_{0,d} = L/300$

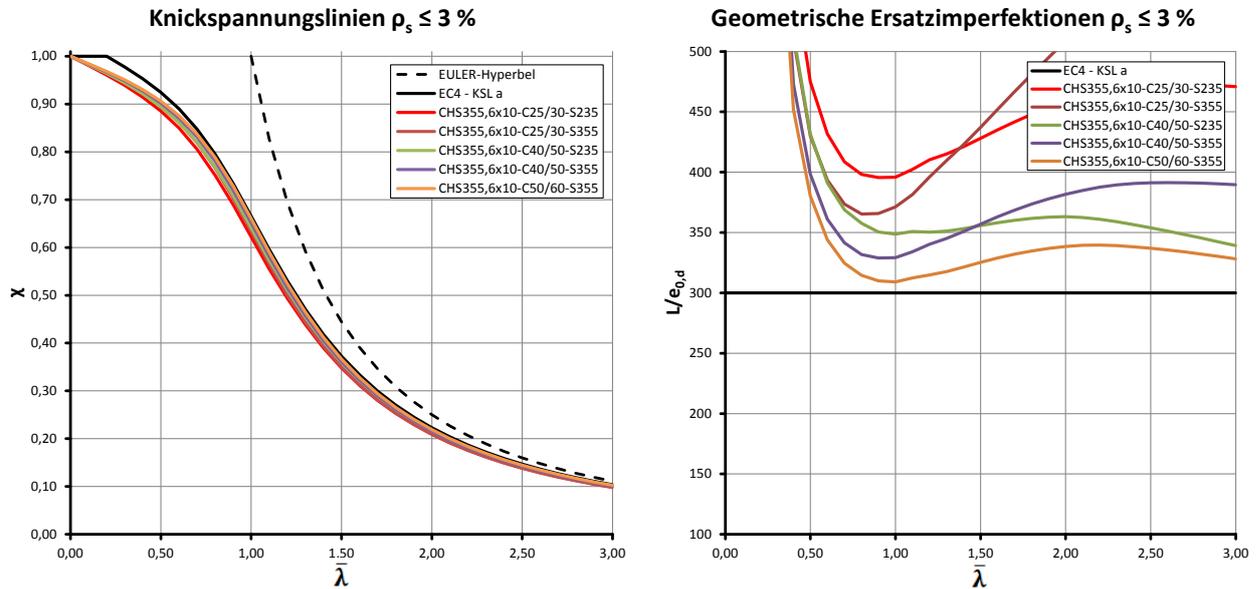


Abbildung 3.66: Einfluss verschiedener Baustoffe

Auch bei den kreisförmigen Hohlprofilen wird die Tragfähigkeit der Knickspannungslinie, vor allem bei hoher Stahl- und Betongüte, sehr gut angenähert, siehe Abbildung 3.66. Dies ist wieder ein erster Hinweis darauf, dass sich die geometrische Ersatzimperfektion gemäß EN 1994-1-1 mit den Ergebnissen dieses Abschnitts bestätigen lässt. Auch bei den Imperfektionskurven ist dieser Umstand zu erkennen, ebenso wie die große Bandbreite, die sich aufgrund der verschiedenen Materialkombinationen ergibt. Wie schon bei den quadratischen Hohlprofilen hat die verwendete Stahlgüte einen erheblichen Einfluss auf die Ersatzimperfektion. Generell kann, im Gegensatz zu den teilweise oder vollständig einbetonierten I-Profilen, nicht behauptet werden, dass die Festlegung der geometrischen Ersatzimperfektion nur in Abhängigkeit von der verwendeten Betongüte erfolgen kann.

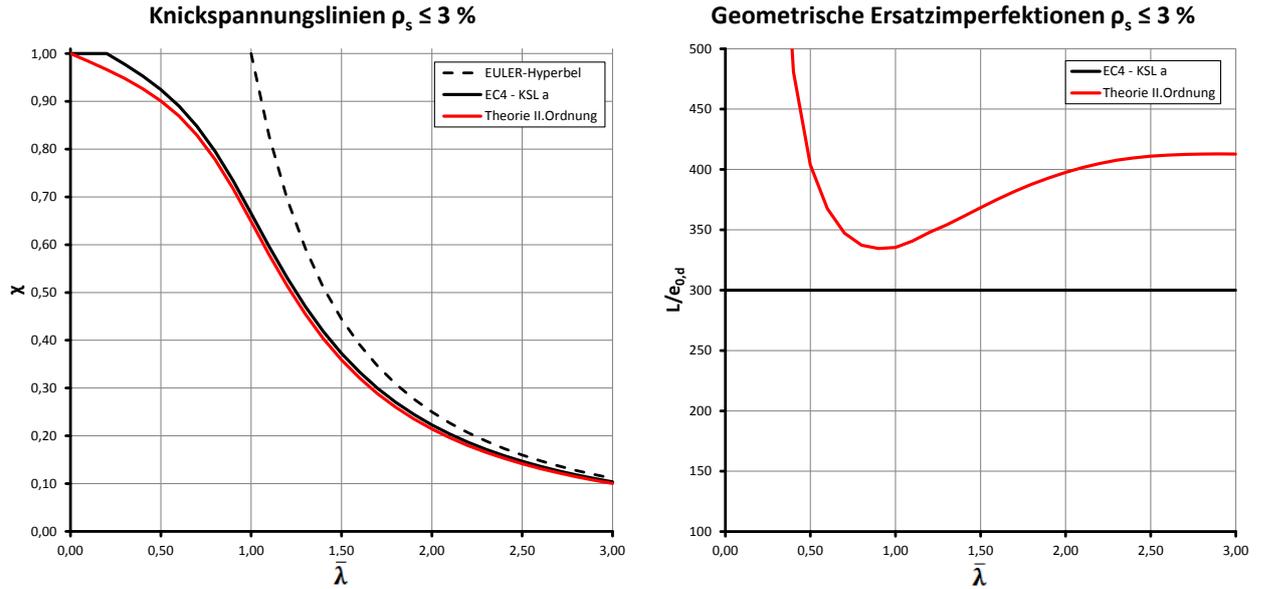


Abbildung 3.67: Variante mit C50/60 und S460

Bei Verwendung von S460 für das Hohlprofil kommt das Minimum auf Höhe der Kurve C40/50-S355 zu liegen, siehe Abbildung 3.67. Auch hier ist die erhöhte Abminderung zufolge des α_M -Faktors dafür verantwortlich, dass nicht diese Materialkombination, sondern jene mit C50/60 und S355 die maßgebende Kombination darstellt.

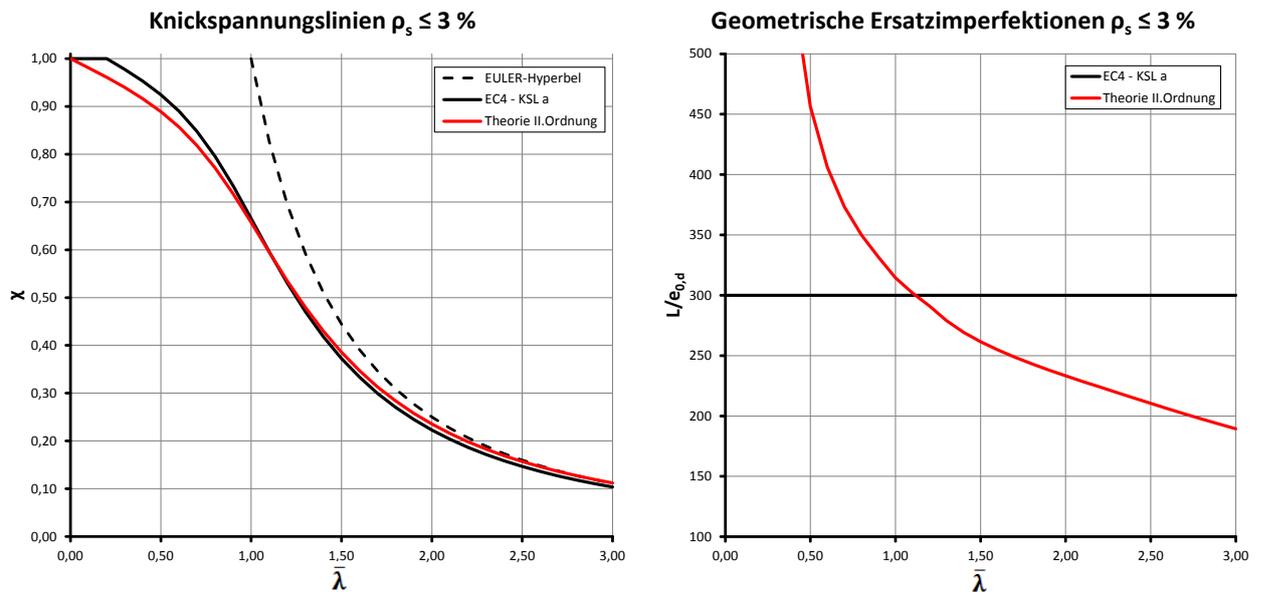


Abbildung 3.68: Berechnung mit $(EI)_{eff}$ anstatt $(EI)_{eff,II}$ (C25/30 und S235)

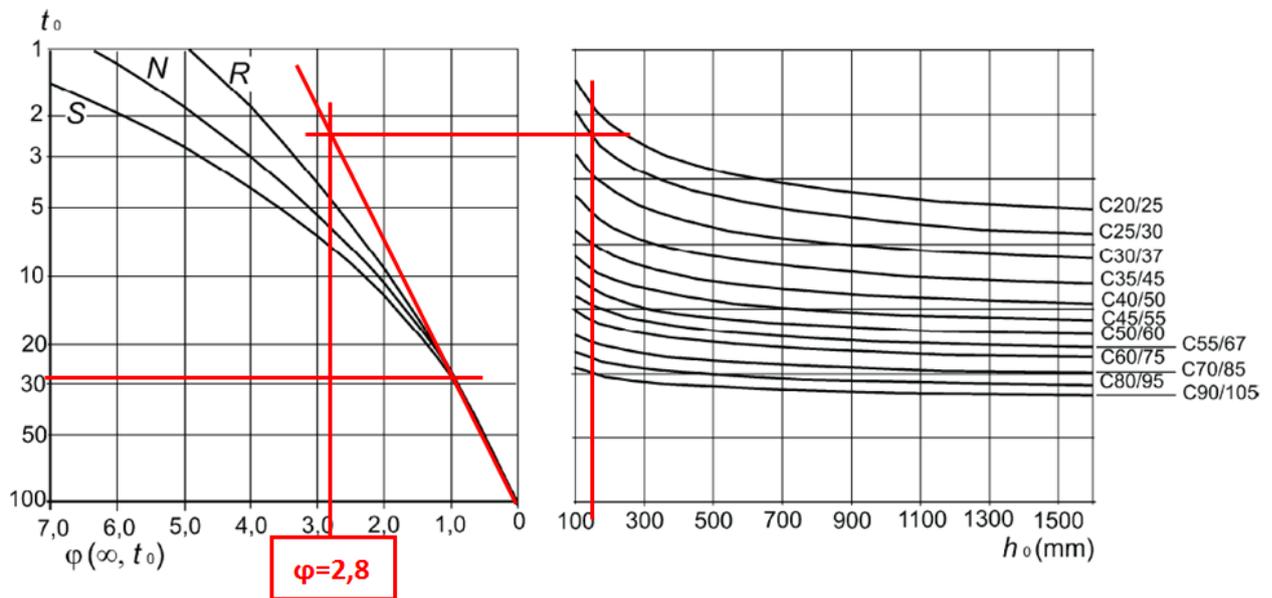
Die Verwendung der Biegesteifigkeit $(EI)_{eff}$ führt zu keinem Grenzwert im betrachteten Bereich, siehe Abbildung 3.68.

Für die nächsten beiden Abbildungen sollen auch die Langzeiteffekte berücksichtigt werden. Als Grundlage dafür muss zuerst die Kriechzahl für diesen Querschnittstyp bestimmt werden, um die Abminderung des Beton E-Moduls vornehmen zu können.

Bestimmung der Kriechzahl φ :

$$U = d_c \pi = (355,6 - 2 \cdot 10) \pi = 1054 \text{ mm}$$

$$h_0 = \frac{2 A_c}{U} = \frac{2 \cdot 76791}{1054} = 146 \text{ mm}$$



a) trockene Innenräume, relative Luftfeuchte = 50%

Abbildung 3.69: Bestimmung der Kriechzahl nach [9]

Bei betongefüllten Hohlprofilen darf die Kriechzahl, gemäß DIN EN 1994-1-1/NA. [12], mit 25 % desjenigen Wertes angenommen werden, welcher sich ohne Berücksichtigung der Austrocknungsbehinderung durch das Hohlprofil ergibt. Damit ergibt sich eine effektive Kriechzahl von:

$$\varphi_{\text{eff}} = 0,25 \varphi = 0,25 \cdot 2,8 = 0,70$$

Mit der Annahme, dass 50 % des Bemessungswertes der Normalkraft ständig wirken ($N_{G,Ed}/N_{Ed} = 0,50$), ergeben sich die folgenden reduzierten Biegesteifigkeiten:

Querschnitt: ausbetoniertes CHS355,6x10 aus C25/30 und S235

$$I_a = 16223 \text{ cm}^4 \quad I_c = 60740 \text{ cm}^4 \quad I_s = 1527 \text{ cm}^4$$

$$E_a = 210000 \text{ MPa} \quad E_{cm} = 31000 \text{ MPa} \quad E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + \frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \varphi_t} = 31000 \frac{1}{1 + 0,5 \cdot 0,70} = 22963 \text{ MPa} \approx 0,74 E_{cm}$$

$$(EI)_{eff,II, t=0} = K_0 (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c) = 0,9 (210000 \cdot 16223 + 200000 \cdot 1527 + 0,5 \cdot 31000 \cdot 60740) \cdot 10^{-5} = 41883 \text{ kNm}^2$$

$$(EI)_{eff,II, t=\infty} = K_0 (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c) = 0,9 (210000 \cdot 16223 + 200000 \cdot 1527 + 0,5 \cdot 22963 \cdot 60740) \cdot 10^{-5} = 39689 \text{ kNm}^2 \approx 0,95 (EI)_{eff,II, t=0}$$

Auch bei diesem ausbetonierten Hohlprofil haben die Langzeiteffekte nur eine geringe Auswirkung auf die Biegesteifigkeit der Stütze. Der Grund dafür liegt wieder in der kleinen Kriechzahl, die sich durch die Austrocknungsbehinderung ergibt.

Die nachfolgenden Abbildungen enthalten die Ergebnisse der Berechnung, bei der auch die Langzeiteffekte berücksichtigt wurden.

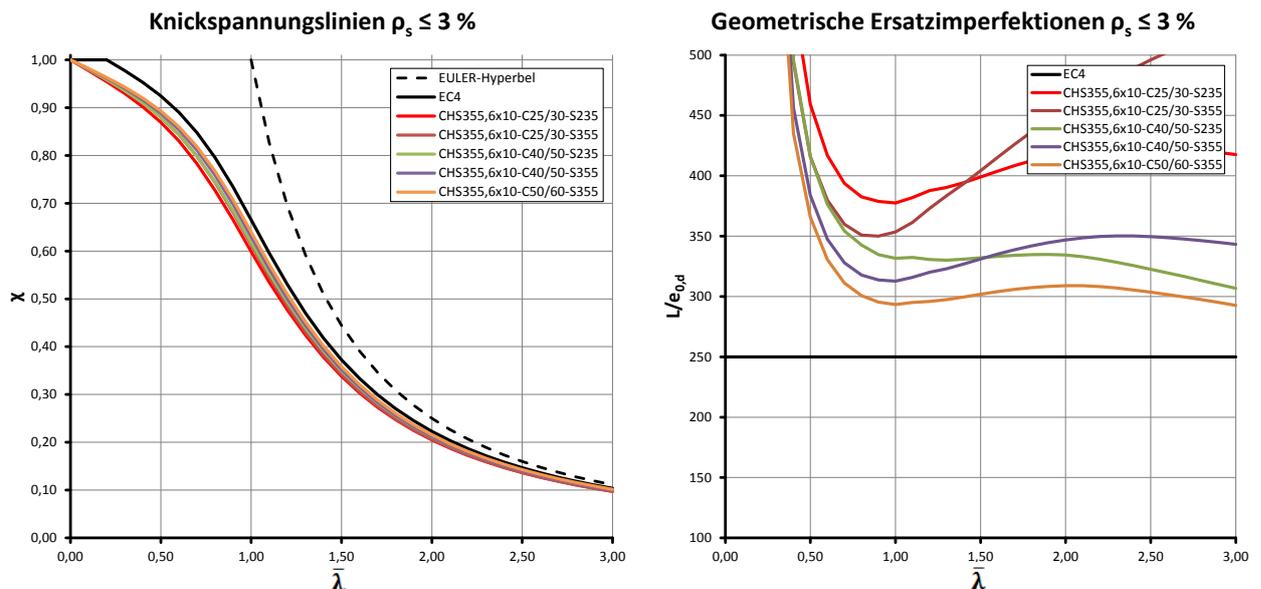


Abbildung 3.70: Berücksichtigung des Langzeitverhaltens des Betons mit $N_{G,Ed}/N_{Ed} = 0,50$

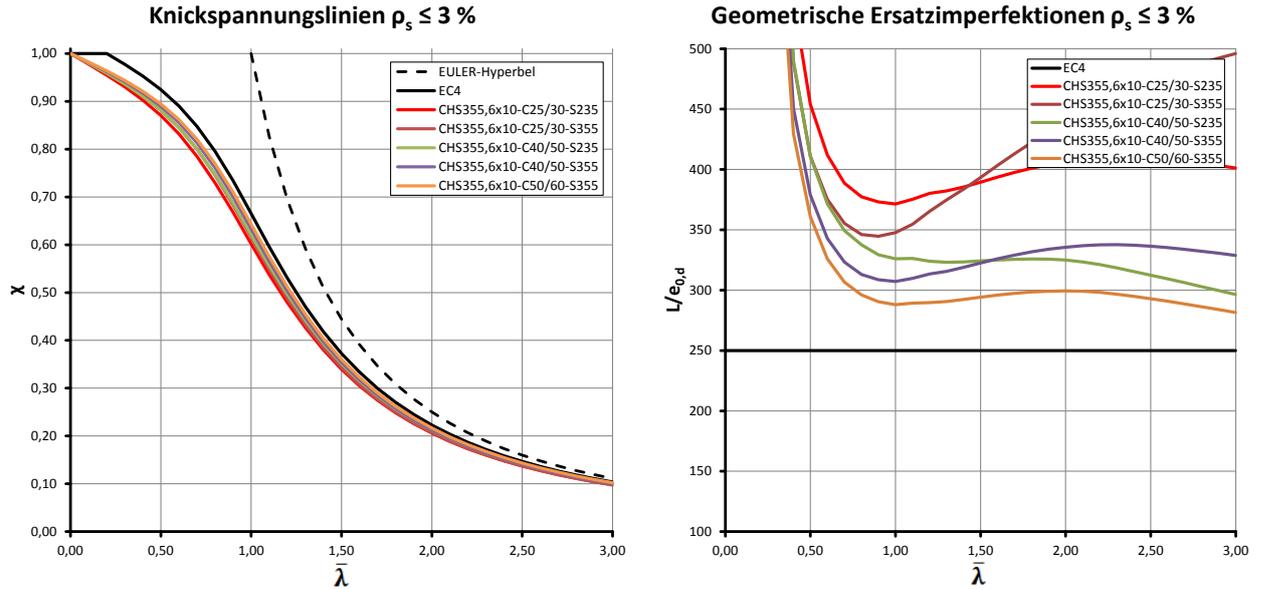


Abbildung 3.71: Berücksichtigung des Langzeitverhaltens des Betons mit $N_{G,Ed}/N_{Ed} = 0,75$

Werden die Langzeiteinflüsse berücksichtigt, ergeben sich leicht verringerte Imperfectionen, siehe Abbildung 3.70 und 3.71. Der Einfluss hält sich aber aufgrund der kleinen Kriechzahl in Grenzen. Die Festlegung der geometrischen Ersatzimperfection von $L/300$ in EN 1994-1-1, für die Knickspannungslinie a, kann auf Basis dieser Ergebnisse bestätigt werden.

- **Querschnitt mit $3 \% < \rho_s < 6 \%$:**

Als Referenzergebnis nach EN 1994-1-1 gilt (vgl. Tabelle 2.1): KSL b bzw. $e_{0,d} = L/200$

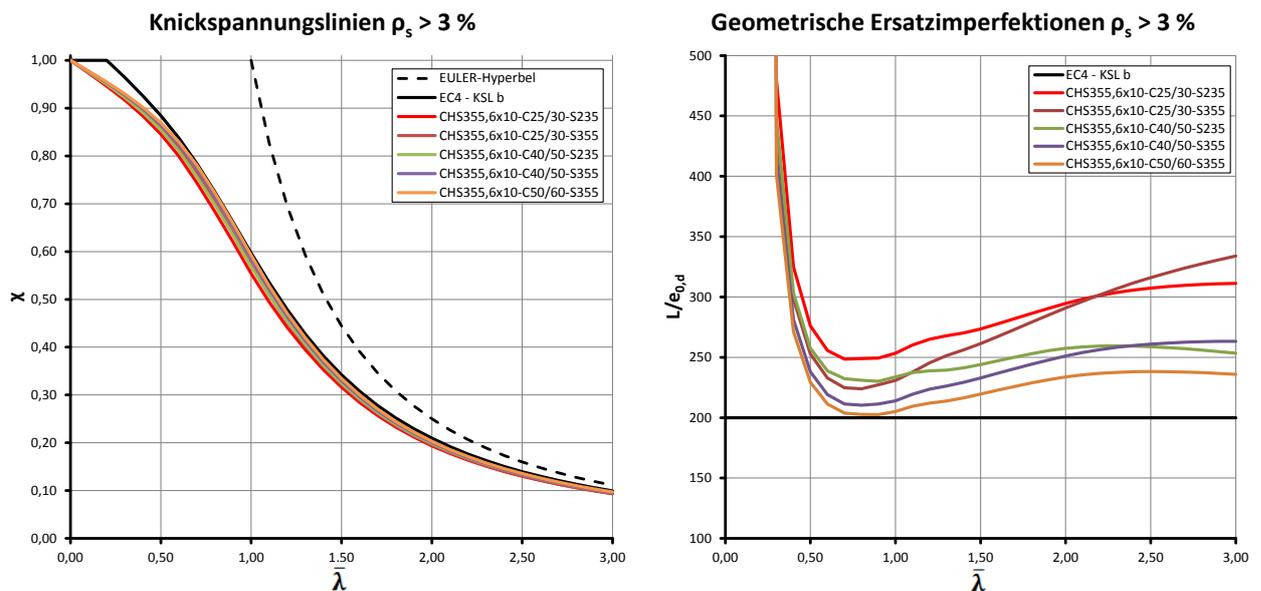


Abbildung 3.72: Einfluss verschiedener Baustoffe

In Bezug auf die Knickspannungslinie ist eine bessere Annäherung, als beim Querschnitt mit geringerem, Bewehrungsgrad erkennbar, siehe Abbildung 3.72. Dies wird bei den Ersatzimperfektionen noch deutlicher, die Kurven befinden sich nahe am, in der Norm angegebenen, Grenzwert. Wie schon bei den quadratischen Hohlprofilen fällt die schmalere Bandbreite auf, die sich für diesen Querschnitt ergibt. Grund dafür ist der geringere Betonanteil. Es tritt auch wieder der Fall ein, dass die Kurve C25/30 mit S355 geringfügig tiefer liegt als die Kurve mit C40/50 und S235.

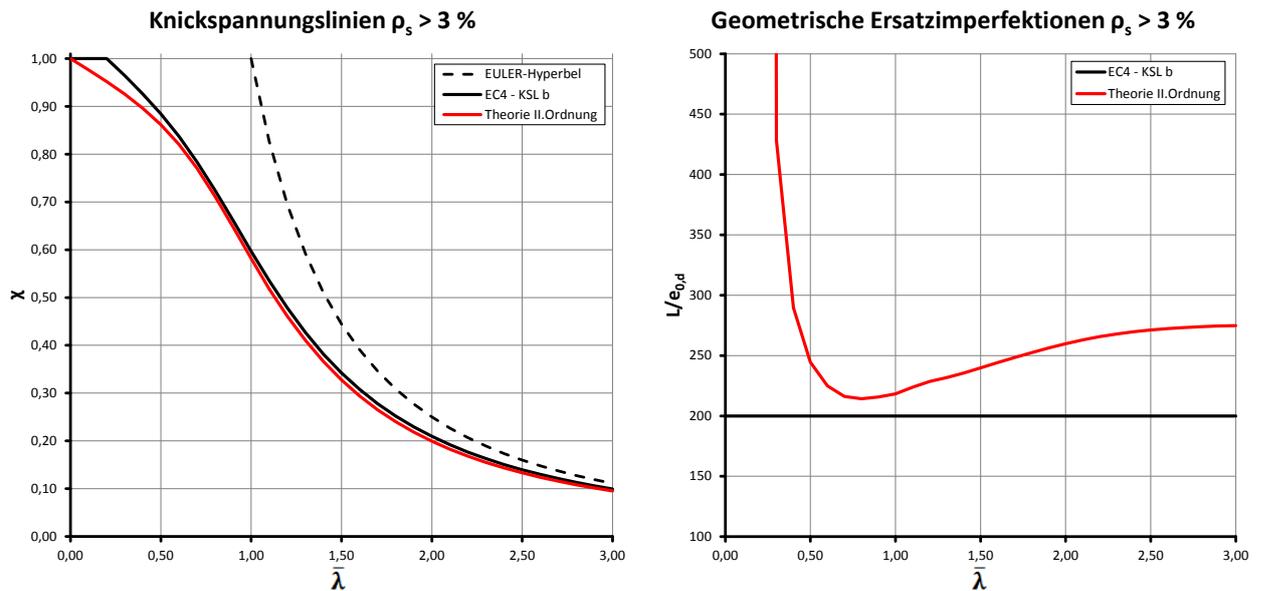


Abbildung 3.73: Variante mit C50/60 und S460

Wird, wie in Abbildung 3.73, ein Hohlprofil der Stahlgüte S460 verwendet, liegt das Minimum auf Höhe der Kurve C40/50 mit S355 und stellt daher wieder nicht die maßgebende Materialkombination dar.

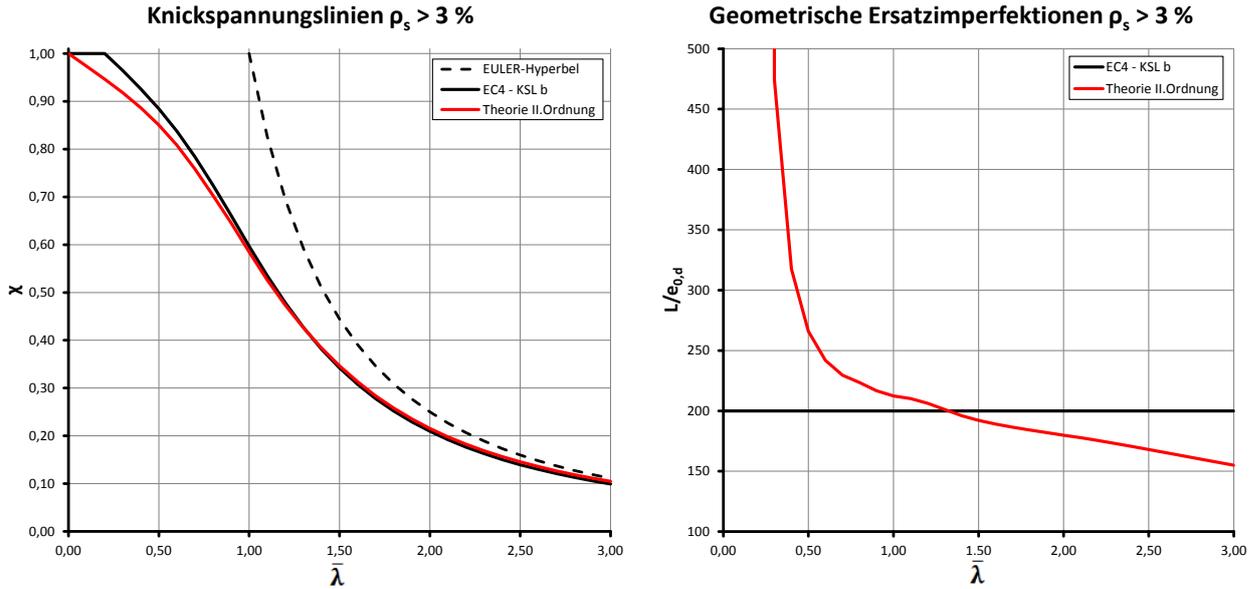


Abbildung 3.74: Berechnung mit $(EI)_{eff}$ anstatt $(EI)_{eff,II}$ (C25/30 und S235)

Wird in der Berechnung die Biegesteifigkeit $(EI)_{eff,II}$ durch $(EI)_{eff}$ ersetzt, lässt sich, wie bei den vorher gezeigten Beispielen, kein Grenzwert ablesen, siehe Abbildung 3.74.

In den nachfolgenden beiden Abbildungen sind die Langzeiteffekte des Betons enthalten. Es wird wieder dieselbe Kriechzahl, wie für den geringer bewehrten Querschnitt, verwendet.

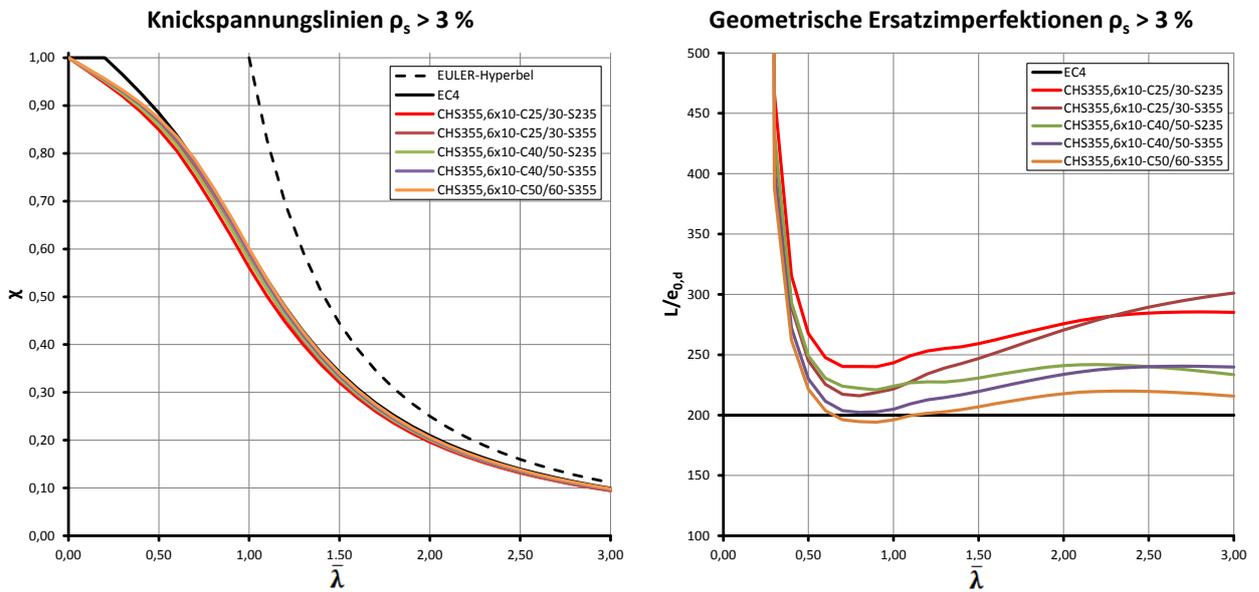


Abbildung 3.75: Berücksichtigung des Langzeitverhaltens des Betons mit $N_{G,Ed}/N_{Ed} = 0,50$

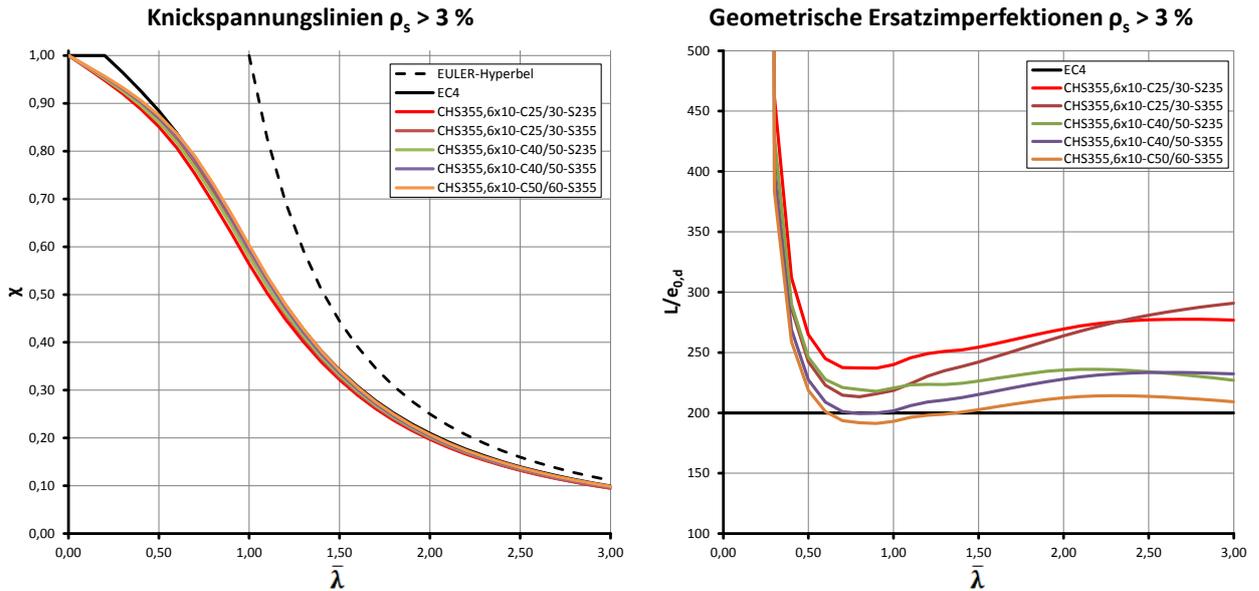


Abbildung 3.76: Berücksichtigung des Langzeitverhaltens des Betons mit $N_{G,Ed}/N_{Ed} = 0,75$

Der geringe Einfluss der Langzeiteffekte bewirkt ein Absinken der Imperfektionskurven, wie in Abbildung 3.75 und 3.76 zu erkennen ist. Im Bereich von $\bar{\lambda} = 0,60 - 1,20$ liegt die Kurve C50/60-S355 unter dem angegebenen Grenzwert. Im Großen und Ganzen kann jedoch davon ausgegangen werden, dass der in EN 1994-1-1 festgelegte Wert von $L/200$ für die geometrische Ersatzimperfection ausreichend genau ist.

3.6.2. Auswirkung der Dehnungsbeschränkung auf die M-N-Interaktionskurve

Im Text wird nur auf die blaue Interaktionskurve (Variante c in Abschnitt 3.2.3) eingegangen. Die rote (Variante a in Abschnitt 3.2.3) und die violette Kurve (Variante b in Abschnitt 3.2.3) werden nur zu Vergleichszwecken dargestellt.

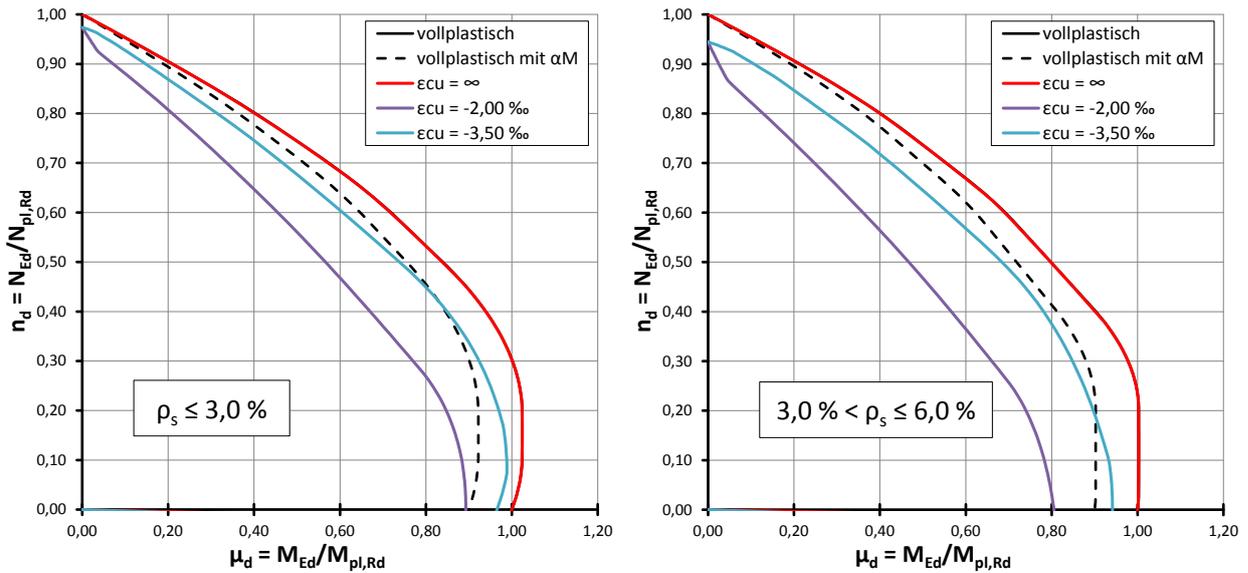


Abbildung 3.77: Querschnittstragfähigkeit für CHS355,6x10-C25/30-S235

Charakteristik der Interaktionskurven:

Die Interaktionskurven können für diesen Querschnitt nicht mehr so einfach beschrieben werden, da es keine eindeutig abgegrenzten Flansche gibt. Grundsätzlich stellt sich dieselbe Form ein wie bei den quadratischen Hohlprofilen, etwaige Knicke werden durch die nunmehr kreisförmige Querschnittsform geglättet.

In Abbildung 3.78 bis 3.82 sind die Auswirkungen der Dehnungsbeschränkung für unterschiedliche Materialkombinationen dargestellt.

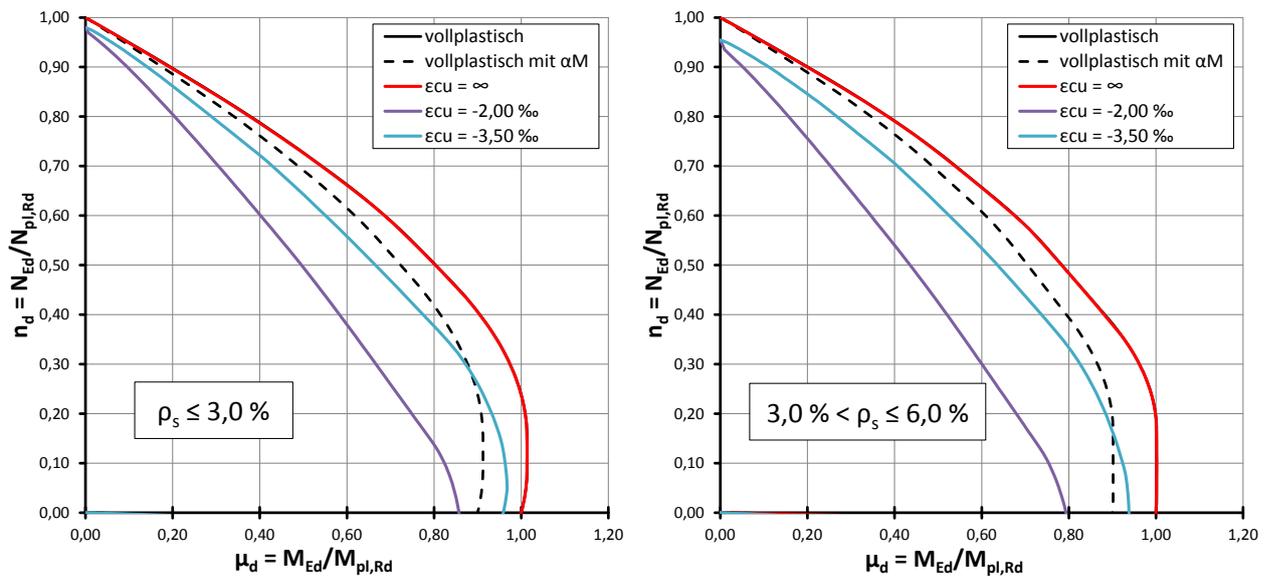


Abbildung 3.78: Querschnittstragfähigkeit für CHS355,6x10-C25/30-S355

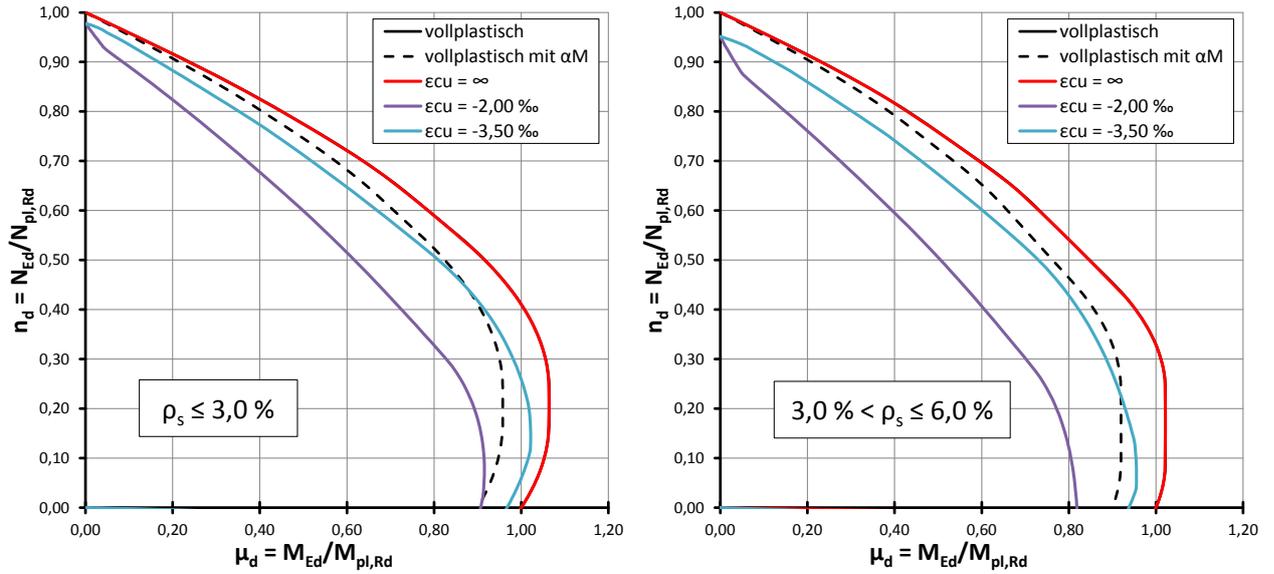


Abbildung 3.79: Querschnittstragfähigkeit für CHS355,6x10-C40/50-S235

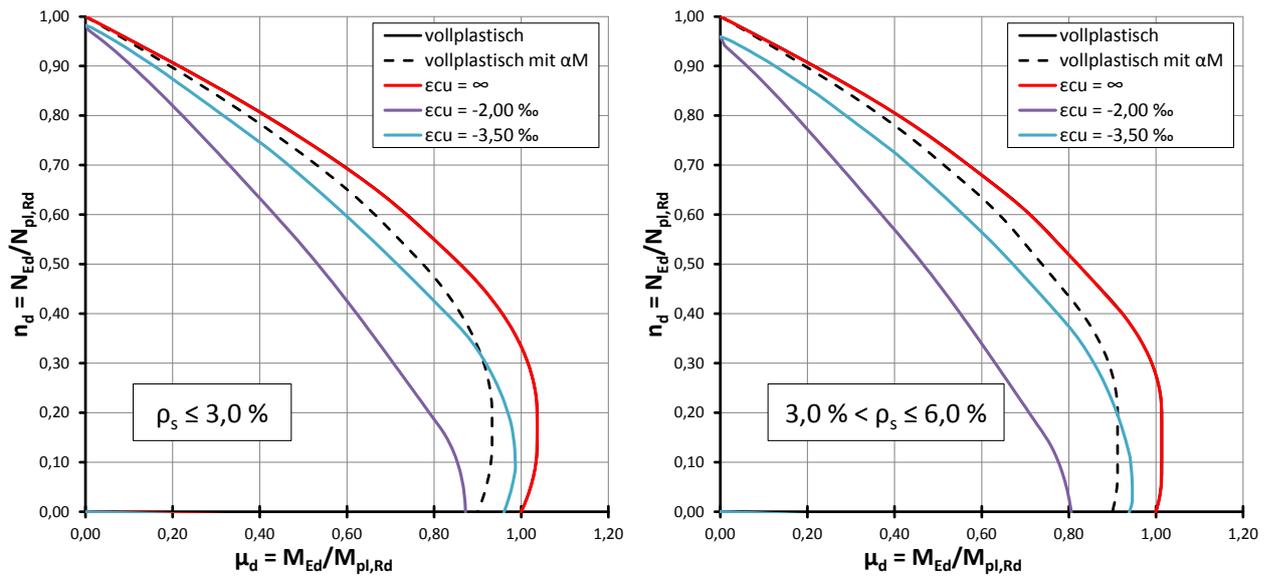


Abbildung 3.80: Querschnittstragfähigkeit für CHS355,6x10-C40/50-S355

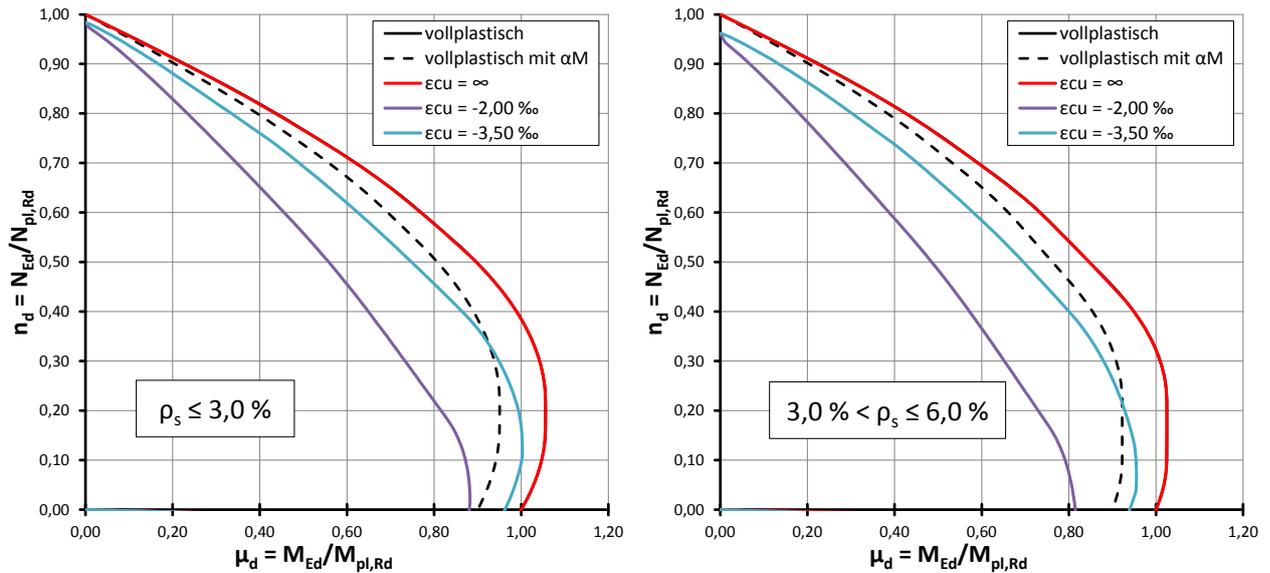


Abbildung 3.81: Querschnittstragfähigkeit für CHS355,6x10-C50/60-S355

Die Form der Interaktionskurve ist nahezu unabhängig von den verwendeten Materialien. Die Abweichungen von der zulässigen Interaktionskurve sind bei den stärker bewehrten Querschnitten größer. Die Abminderung mit dem α_M -Faktor kann die Auswirkungen der Dehnungsbeschränkung über weite Teile der Interaktionskurve nicht vollständig abdecken. Bei den ausbetonierten Hohlprofilen wird die Querdehnung des Betons behindert, wodurch man eventuell höhere Stauchungen in Längsrichtung zulassen könnte. Durch die größeren Stauchungen würden sich die Abweichungen zur zulässigen Interaktionskurve verringern.

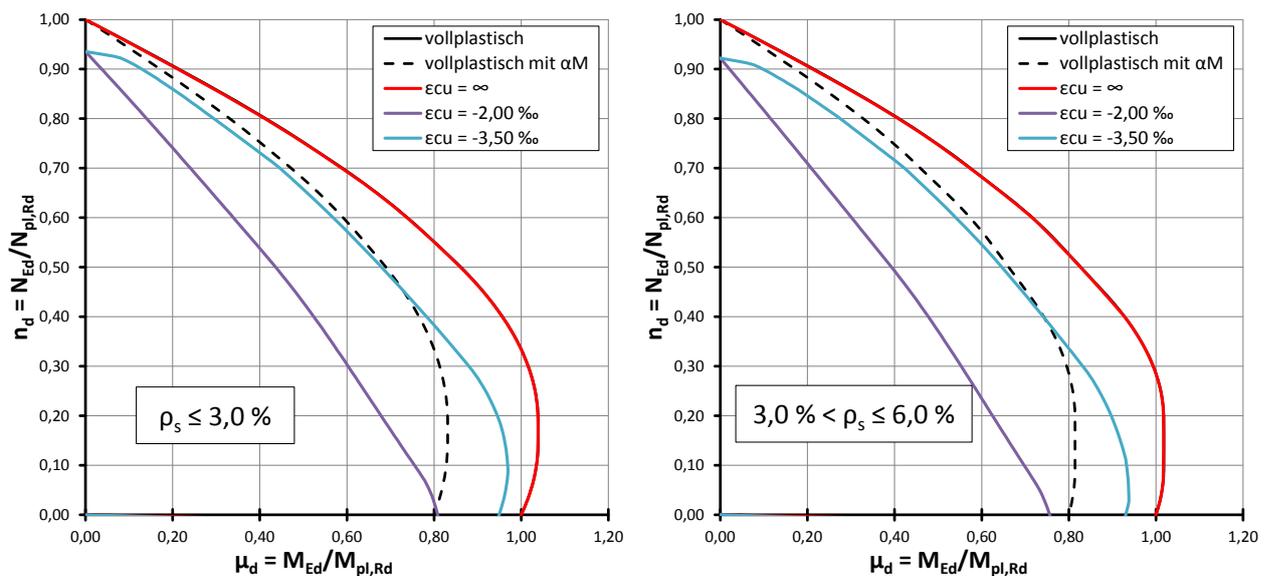


Abbildung 3.82: Querschnittstragfähigkeit für CHS355,6x10-C50/60-S460

Für S460 Hohlprofile ergeben sich keine erwähnenswerten Besonderheiten. Durch den geringeren α_M -Faktor wird der größere Einfluss der Dehnungsbeschränkung hinreichend genau abgedeckt, siehe Abbildung 3.82.

3.7. Zusammenfassung der Ergebnisse – zentrischer Druck

3.7.1. Geometrische Ersatzimperfektionen

Die oben dargestellten Ergebnisse zeigen, wie nahe man mit einer elastischen Berechnung nach Theorie II. Ordnung, auf Basis des *Vereinfachten Bemessungsverfahrens* und unter Berücksichtigung der geometrischen Ersatzimperfektionen nach EN 1994-1-1, an die Tragfähigkeiten zufolge der jeweiligen Knickspannungslinie herankommt. Grundsätzlich gilt, dass man die Tragfähigkeit zufolge der Knickspannungslinie nicht exakt erreicht, insbesondere weil die anzusetzende Ersatzimperfektion im Allgemeinen nicht konstant ist und von der Schlankheit abhängig ist. In EN 1994-1-1 werden jedoch vereinfachend konstante Werte angegeben, um eine einfache Handhabung zu gewährleisten. Aus den oben angeführten Beispielen geht auch klar hervor, dass zusätzlich zur Schlankheit auch noch eine deutliche Abhängigkeit von den verwendeten Materialien und der generellen Querschnittsform besteht.

Für die einzelnen Knickspannungslinien kann, basierend auf den vorangegangenen Berechnungen, folgendes abgeleitet werden:

- Knickspannungslinie a ($e_{0,d} = L/300$): Dieser Knickspannungslinie werden nur ausbetonierte Hohlprofile mit einem Bewehrungsgrad von $\rho_s \leq 3 \%$ zugeordnet. Auf Basis der vorliegenden Ergebnisse, kann der festgelegte Wert bestätigt werden.
- Knickspannungslinie b ($e_{0,d} = L/200$): Mit dieser Knickspannungslinie werden, neben den ausbetonierten Hohlprofilen mit einem Bewehrungsgrad von $3 \% < \rho_s < 6 \%$, auch noch vollständig oder teilweise einbetonierte I-Profile für Knicken um die starke Achse (y-Achse) geregelt. Der festgelegte Wert konnte durch die Berechnungen weitgehend bestätigt werden.
- Knickspannungslinie c ($e_{0,d} = L/150$): Vollständig oder teilweise einbetonierte I-Profile für Knicken um die schwache Achse (z-Achse) werden dieser Knickspannungslinie zugeordnet. Die Berechnungen haben gezeigt, dass der angegebene Wert für Stützen mit hoher Stahl- und Betongüte, vor allem für Schlankheiten $\bar{\lambda} = 0,5 - 1,2$, zu unsicheren Ergebnissen führen kann. Bei den entsprechenden Ergebnissen wurde bereits eine Anpassung der Ersatzimperfektion auf $L/120$ vorgeschlagen. Zieht man zusätzlich noch den Umstand in Betracht, dass die Auswirkungen der Dehnungsbeschränkung für Biegung um die z-Achse nicht vollständig durch den α_M -Faktor abgedeckt werden, so erscheint eine Vergrößerung der Ersatzimperfektion auf $L/100$ sinnvoll.

3.7.2. Dehnungsbeschränkung

Im *Vereinfachten Bemessungsverfahren* wird von einer Interaktionskurve ausgegangen, die der Einfachheit halber mithilfe von vollplastischen Spannungsblöcken ermittelt wird. Dabei werden die tatsächlichen Spannungs-Dehnungsbeziehungen und gegebenenfalls die Grenzdehnungen (-stauchungen) der einzelnen Materialien nicht berücksichtigt. Die dadurch entstehenden Abweichungen zu der „tatsächlichen“ Interaktionskurve werden in den Nachweisen durch den α_M -Faktor berücksichtigt. Durch diesen Faktor steht nur ein gewisser Anteil der vollplastischen Momententragfähigkeit zur Verfügung.

Im Rahmen dieser Parameterstudie wurde die vollplastische Interaktionskurve mit dehnungsbeschränkt ermittelten Interaktionskurven, für verschiedene Querschnittsformen, verglichen. Die aussagekräftigste Interaktionskurve ist jene, bei der die Grenzstauchungen des Betons laut EN 1992-1-1 eingehalten werden. Auf Grundlage dieser Interaktionskurve kann festgestellt werden, dass das Nachweisformat mit dem α_M -Faktor die Auswirkungen der Dehnungsbeschränkung in den meisten Fällen ausreichend genau abbilden kann. Einzig bei den vollständig oder teilweise einbetonierten I-Profilen werden diese Auswirkungen für Biegung um die schwache Achse (z-Achse), vor allem bei einer Stahlgüte von S355, unterschätzt. Abhilfe könnte eine Verkleinerung des α_M -Faktors schaffen. Eine Verkleinerung des α_M -Faktors betrifft jedoch die gesamte Interaktionskurve und würde für den Fall der reinen Biegebeanspruchung eine unwirtschaftliche Bemessung ergeben, da die Abminderung an dieser Stelle zurzeit sehr gut passt. Im Rahmen des aktuellen Bemessungskonzepts ist es nicht möglich nur die kritischen Bereiche der Interaktionskurve zu modifizieren. Um verschiedene α_M -Faktoren für verschiedene Beanspruchungsrichtungen zu vermeiden wäre es sinnvoll die geometrische Ersatzimperfektion für diese Querschnittstypen zu vergrößern. Für diesen Fall wäre das ohne weiteres möglich, da der Knickspannungslinie c nur dieser Beanspruchungsfall zugeordnet wird. Der bereits weiter oben vorgeschlagene Wert von $L/100$ soll hier nochmals erwähnt werden.

3.8. Nachweis von Verbundstützen für Druck und Biegung um die starke Achse

In diesem Abschnitt wird auf die Nachweisführung für Verbundstützen unter Druck und Biegung um die starke Achse eingegangen. Das Hauptaugenmerk liegt auf der Nachweisführung mit Schnittgrößen aus einer elastischen Berechnung nach Theorie II. Ordnung unter Berücksichtigung von geometrischen Ersatzimperfectionen.

Laut EN 1994-1-1 ist der Einfluss der Imperfektion für die stärker versagensgefährdete Achse des Querschnittes zu berücksichtigen. In allen Fällen, in denen diese Achse nicht eindeutig bestimmbar ist, muss der Nachweis getrennt für beide Achsen unter Berücksichtigung der jeweiligen Imperfektion geführt werden. Es sind also zwei getrennte Nachweise zu führen:

Nachweis a: - Knicken um die y-Achse (Imperfektion wird um die y-Achse berücksichtigt)

- Nachweis der Querschnittstragfähigkeit in Querschnitt m nach Gleichung (2.19) mit

$$N_{Ed} \text{ und } M_{y,Ed}^{II}$$

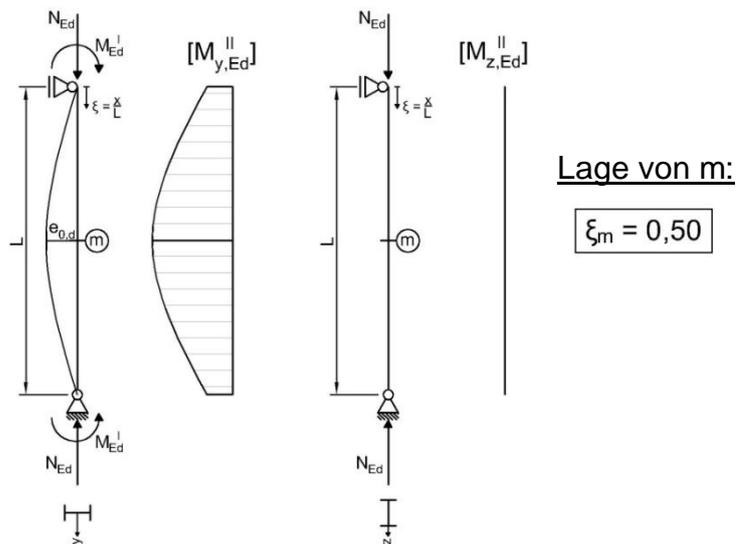


Abbildung 3.83: System, Belastung und Momentenverlauf für Nachweis a

Anm.: Mit m wird der für die Bemessung maßgebende Querschnitt bezeichnet.

Nachweis b0: - Knicken um die z-Achse (Imperfektion wird um die z-Achse berücksichtigt)

- Keine zusätzlichen Abstützungen um die z-Achse
- Nachweis der Querschnittstragfähigkeit in Querschnitt m nach Gleichung (2.22) mit

$$N_{Ed}, M_{y,Ed}^{II} \text{ und } M_{z,Ed}^{II}$$

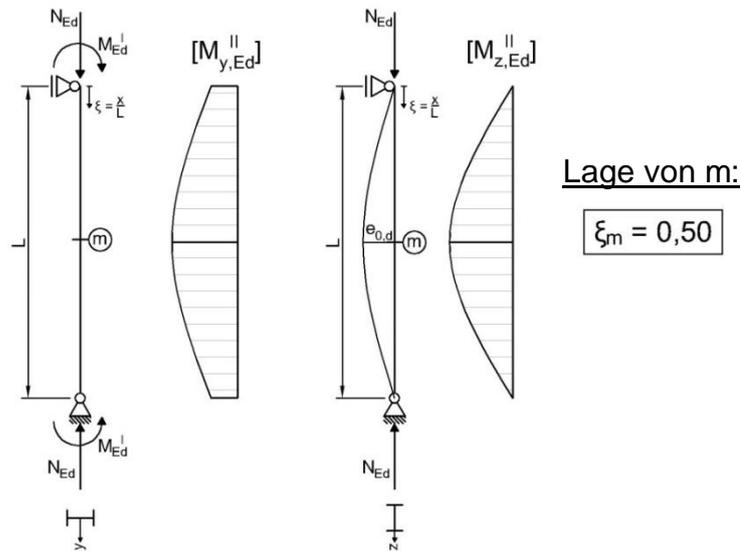


Abbildung 3.84: System, Belastung und Momentenverläufe für Nachweis b0

In der Praxis kommt es häufig vor, dass die Stütze um die schwache Achse zusätzlich abgestützt wird, um die Knickgefährdung derselben zu verringern. Bei einer ungeraden Anzahl von Abstützung tritt der Fall ein, dass die Maximalwerte von $M_{y,Ed}^{II}$ und $M_{z,Ed}^{II}$ nicht mehr an derselben Stelle zu liegen kommen. Es ist daher streng genommen der gesamte Bereich zwischen diesen Maximalwerten zu betrachten, um den kritischen Querschnitt zu finden. Für eine gerade Anzahl von Abstützungen ist der kritische Querschnitt für das dargestellte System in der Regel eindeutig bestimmt. Nachweis b1 und b2 zeigen die Vorgehensweise für den Fall, dass zusätzlich eine bzw. zwei Abstützungen um die schwache Achse vorhanden sind, siehe Abbildung 3.85 bzw. 3.86.

Nachweis b1: - Knicken um die z-Achse (Imperfektion wird um die z-Achse berücksichtigt)

- Eine mittige Abstützung um die z-Achse

- Nachweis der Querschnittstragfähigkeit in Querschnitt m nach Gleichung (2.22) mit

$$N_{Ed}, M_{y,Ed}^{II} \text{ und } M_{z,Ed}^{II}$$

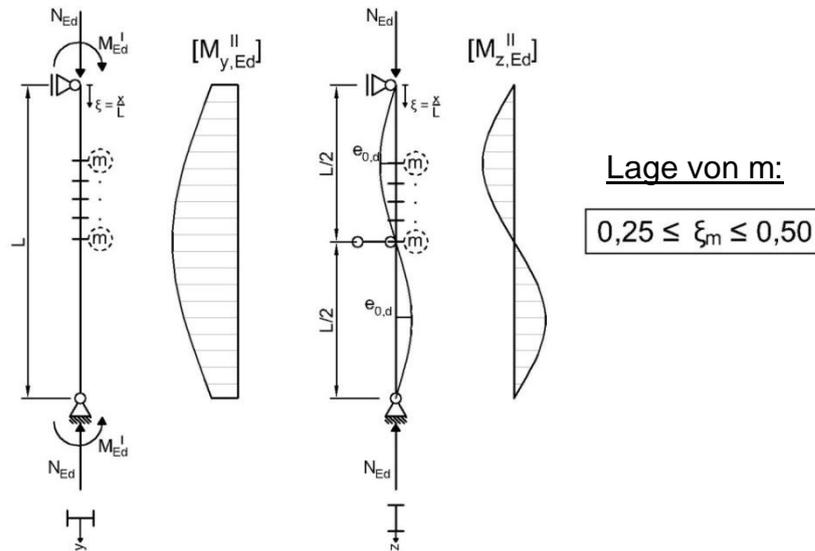


Abbildung 3.85: System, Belastung und Momentenverläufe für Nachweis b1

Nachweis b2: - Knicken um die z-Achse (Imperfektion wird um die z-Achse berücksichtigt)

- Zwei Abstützungen um die z-Achse

- Nachweis der Querschnittstragfähigkeit in Querschnitt m nach Gleichung (2.22) mit

$$N_{Ed}, M_{y,Ed}^{II} \text{ und } M_{z,Ed}^{II}$$

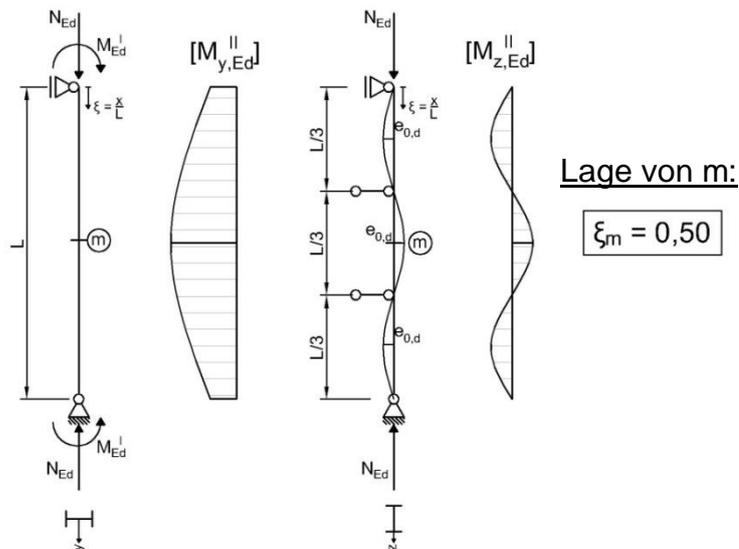


Abbildung 3.86: System, Belastung und Momentenverläufe für Nachweis b2

Während Nachweis a in der Praxis durchgehend Beachtung findet, wird auf Nachweis b meistens nicht eingegangen. Anstelle von Nachweis b wird für die schwache Achse ein Knicknachweis für alleinige Wirkung von N_{Ed} durchgeführt. Diese Vereinfachung war in älteren, nationalen Stahlbaunormen für den Hochbau enthalten und wird in weiterer Folge als Nachweis c bezeichnet.

- Nachweis c:
- Knicken um die z-Achse
 - Nachweis nach Gleichung (2.19) mit N_{Ed} alleine
 - Anm.: $M_{y,Ed}^{II}$ wird bei dieser Vorgehensweise vernachlässigt

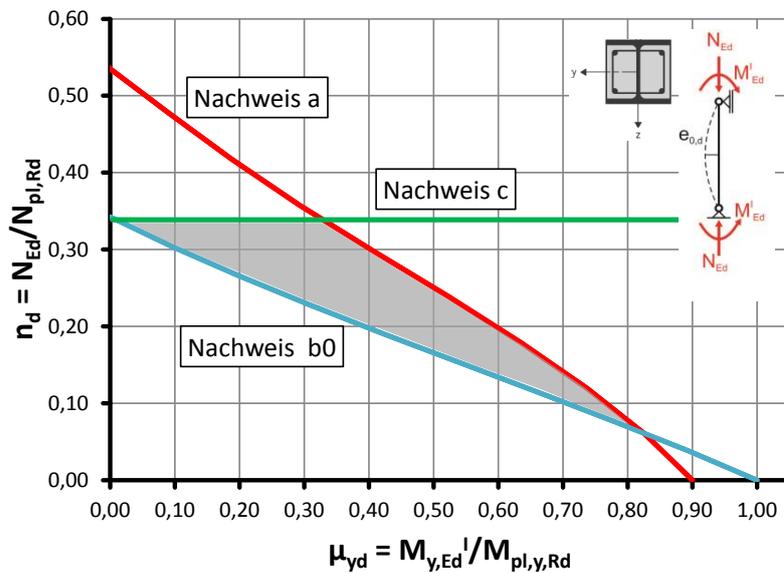


Abbildung 3.87: Darstellung der verschiedenen Nachweisverfahren

In Abbildung 3.87 sind die Nachweise a, b0 und c, exemplarisch für ein teilweise einbetoniertes I-Profil, grafisch dargestellt. Das Bild zeigt die Ergebnisse in Form eines auf die plastischen Tragfähigkeiten bezogenen N- M_y -Interaktionsdiagramms. In diesem Beispiel ist deutlich zu erkennen, dass bei Vernachlässigung von Nachweis b0 die Knicktragfähigkeit über einen großen Bereich überschätzt wird (grauer Bereich). Anders ausgedrückt bedeutet das, dass die Tragfähigkeit um die starke Achse durch den Interaktionsnachweis deutlich begrenzt wird.

In diesem Abschnitt wird nur auf die oben dargestellten Anlageverhältnisse eingegangen. Die daraus abgeleiteten Erkenntnisse sind streng genommen nur für diese Fälle gültig. Für andere Fälle, wie lineare Momentenverläufe oder Beanspruchungen durch Querlasten, sind zusätzliche Untersuchungen erforderlich.

3.8.1. Traglastkurven unter Berücksichtigung des Interaktionsnachweises

Für ausgewählte Querschnitte wurden Traglastkurven (Interaktion N-M_y) unter Verwendung der Nachweise a, b0, b1 und b2 ermittelt, um aufzeigen zu können, in welchen Bereichen die Nachweise b0 bis b2 maßgebend werden können und wo man darauf verzichten kann.

Ergibt sich in der Berechnung eine Schlankheit $\bar{\lambda}_z > 2,00$ wird die Traglastkurve nur noch strichliert dargestellt, da eine so hohe Schlankheit nicht mehr innerhalb der Anwendungsgrenzen für das Vereinfachte Bemessungsverfahren liegt.

Teilweise einbetoniertes HEA220 Profil aus C25/30 und S235 (siehe Abbildung 3.88):

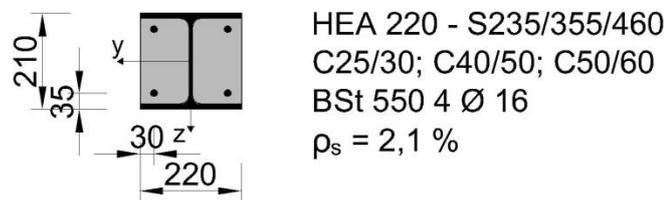


Abbildung 3.88: Querschnitt für die Ermittlung der Traglastkurven

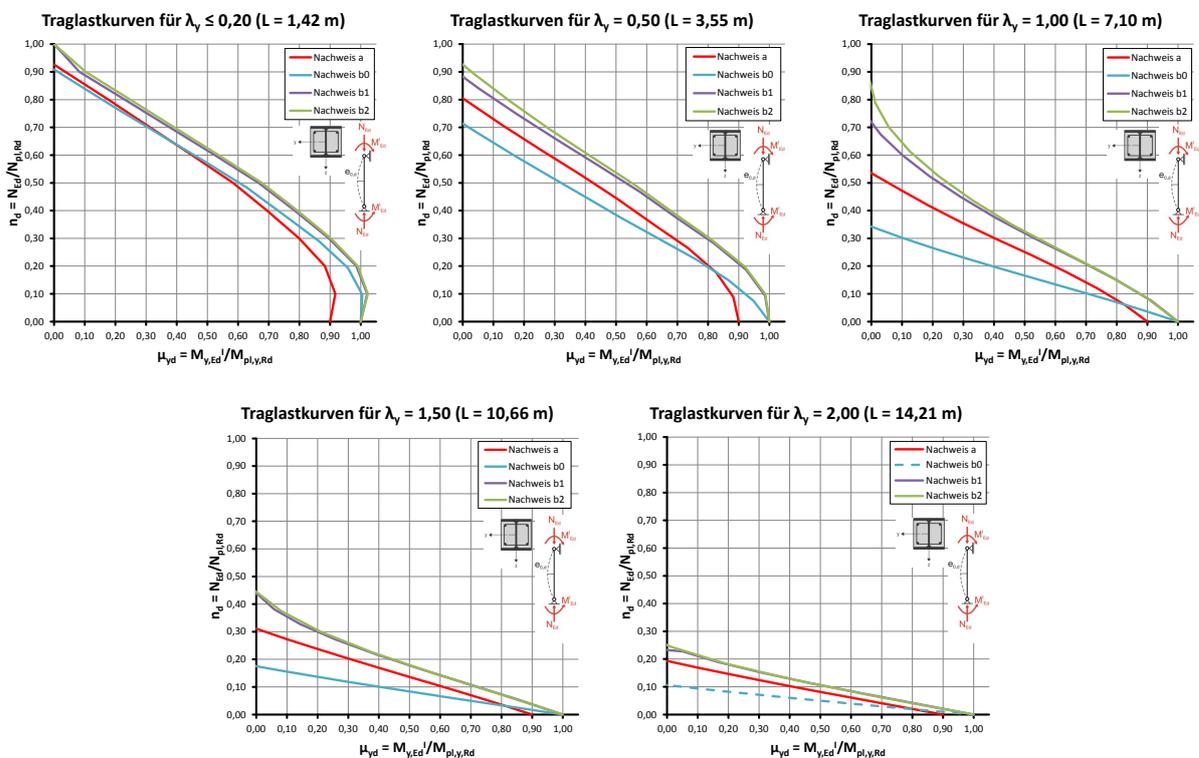


Abbildung 3.89: Traglastkurven unter Berücksichtigung der Nachweise a, b0, b1 und b2

Die zugehörigen Schlankheiten für die z-Achse der oben betrachteten Stütze sind in Tabelle 3.2 enthalten.

$\bar{\lambda}_y \backslash \bar{\lambda}_z$	L_{ges} [m]	Ohne Abstützungen um die z-Achse (b0)	1 Abstützung um die z-Achse (b1)	2 Abstützungen um die z-Achse (b2)
0,20	1,42	0,26	0,13	0,09
0,50	3,55	0,66	0,33	0,22
1,00	7,10	1,32	0,66	0,44
1,50	10,66	1,98	0,99	0,66
2,00	14,21	2,64 > 2,00 !!	1,32	0,88

Tabelle 3.2: Schlankheit um die z-Achse für die oben betrachtete Stütze

Der Nachweis b0 limitiert für sämtliche Schlankheiten die Tragfähigkeit um die starke Achse. Ist zumindest eine Abstützung vorhanden (Nachweis b1 und b2), kann auf den Interaktionsnachweis verzichtet werden.

Teilweise einbetoniertes HEB 600 Profil aus C25/30 und S235 (siehe Abbildung 3.90):

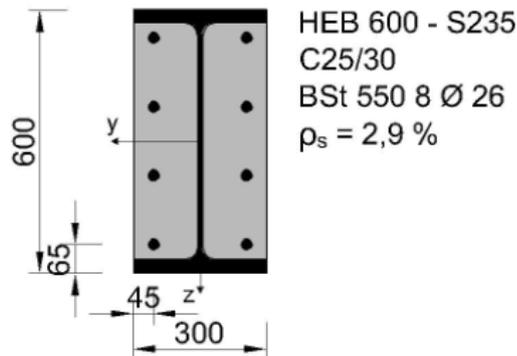


Abbildung 3.90: Querschnitt für die Ermittlung der Traglastkurven

3. Parameterstudie zur Nachvollziehung der Regelungen aus EN 1994-1-1

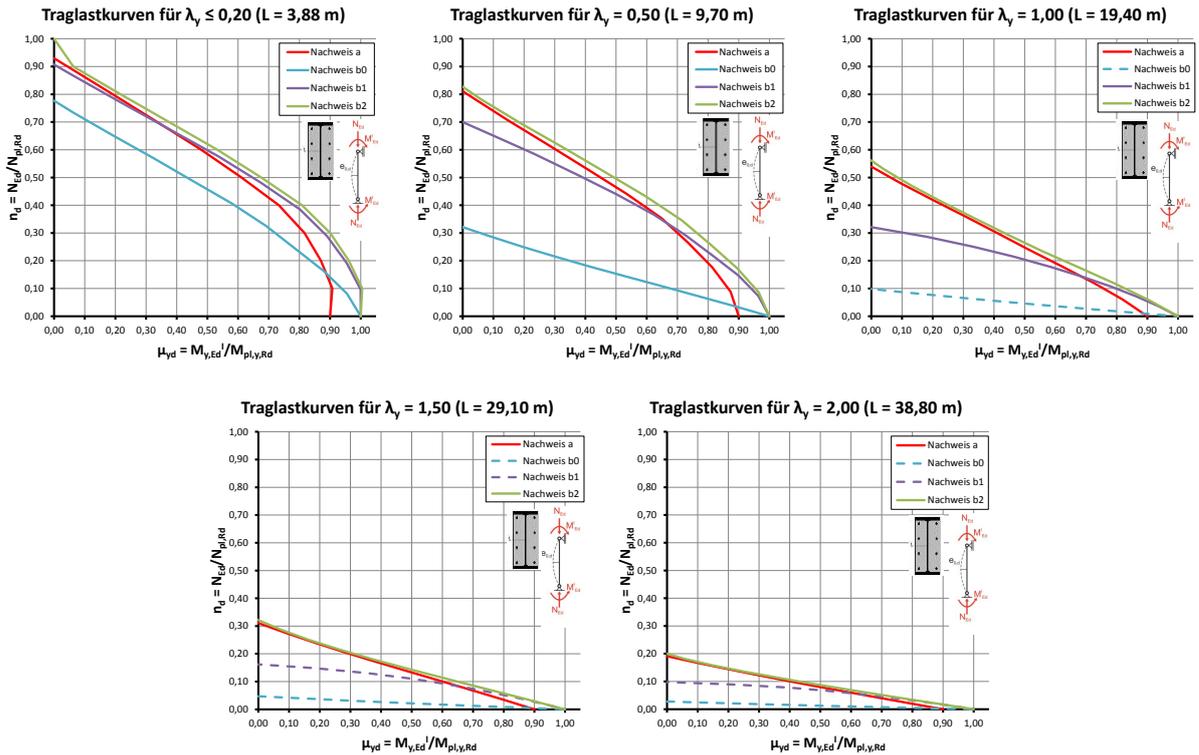


Abbildung 3.91: Traglastkurven unter Berücksichtigung der Nachweise a, b0, b1 und b2

Die zugehörigen Schlankheiten für die z-Achse der oben betrachteten Stütze sind in Tabelle 3.3 enthalten.

$\bar{\lambda}_y \backslash \bar{\lambda}_z$	L_{ges} [m]	Ohne Abstützungen um die z-Achse (b0)	1 Abstützung um die z-Achse (b1)	2 Abstützungen um die z-Achse (b2)
0,20	3,88	0,55	0,28	0,18
0,50	9,70	1,38	0,69	0,46
1,00	19,40	2,75 > 2,00 !!	1,38	0,92
1,50	29,10	4,13 > 2,00 !!	2,07 > 2,00 !!	1,38
2,00	38,80	5,51 > 2,00 !!	2,75 > 2,00 !!	1,84

Tabelle 3.3: Schlankheit um die z-Achse für die oben betrachtete Stütze

Bedingt durch den großen Steifigkeitsunterschied zwischen den beiden Querschnittsachsen werden hier, sowohl der Nachweis b0, als auch der Nachweis b1 über große Bereiche maßgebend. Eine Abstützung in Stützenmitte reicht nicht aus, um die volle Tragfähigkeit um die starke Achse zu erreichen. Erst wenn zumindest zwei Abstützungen vorhanden sind, ist es möglich, die volle Querschnittstragfähigkeit um die starke Achse auszunutzen.

Vollständig einbetoniertes HEB300 Profil aus C25/30 und S235 (siehe Abbildung 3.92):

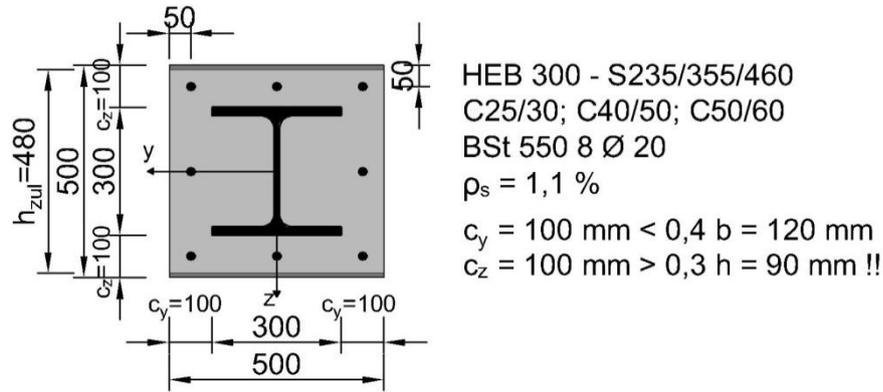


Abbildung 3.92: Querschnitt für die Ermittlung der Traglastkurven

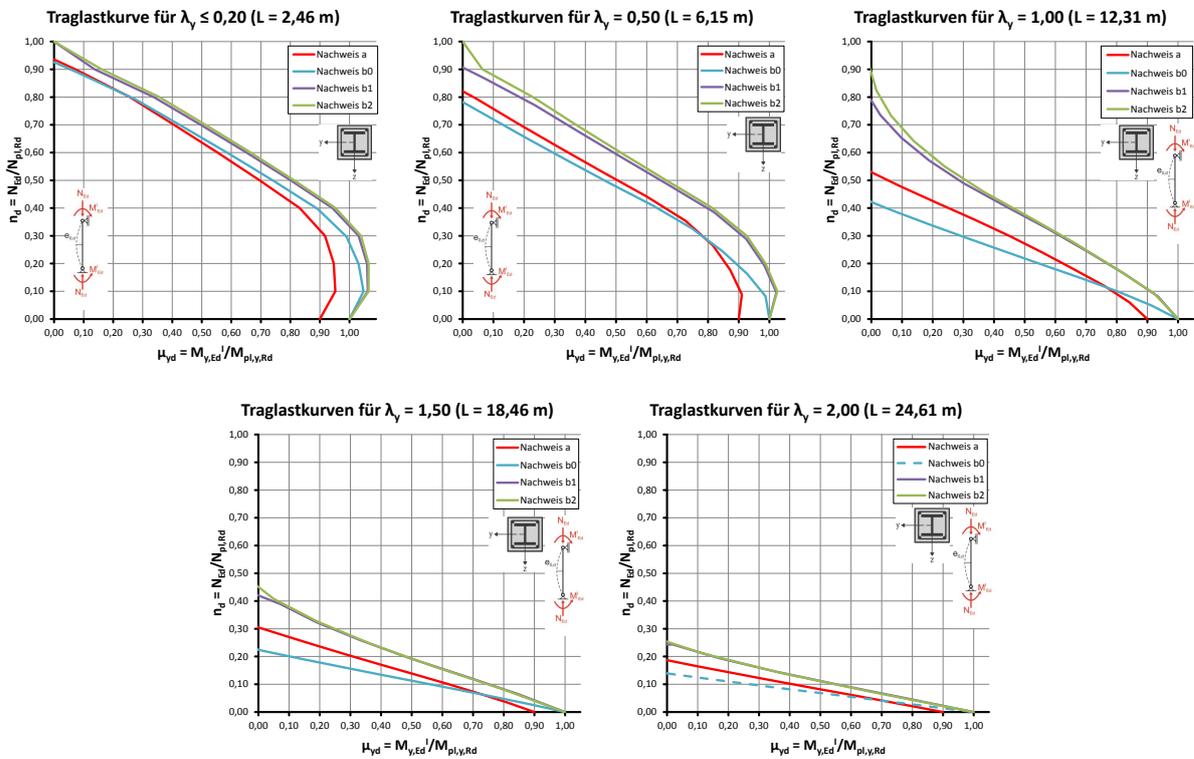


Abbildung 3.93: Traglastkurven unter Berücksichtigung der Nachweise a, b0, b1 und b2

Die zugehörigen Schlankheiten für die z-Achse der oben betrachteten Stütze sind in Tabelle 3.4 enthalten.

$\bar{\lambda}_y \backslash \bar{\lambda}_z$	L_{ges} [m]	Ohne Abstützungen um die z-Achse (b0)	1 Abstützung um die z-Achse (b1)	2 Abstützungen um die z-Achse (b2)
0,20	2,46	0,22	0,11	0,07
0,50	6,15	0,55	0,27	0,18
1,00	12,31	1,09	0,55	0,36
1,50	18,46	1,64	0,82	0,55
2,00	24,61	2,19 > 2,00 !!	1,09	0,73

Tabelle 3.4: Schlankheit um die z-Achse für die oben betrachtete Stütze

Wie bei den vorherigen Beispielen, ist auch für diesen Querschnittstyp der Nachweis b0 über weite Strecken maßgebend. Die Unterschiede zwischen Nachweis a und b0 sind hier jedoch am geringsten. Der geringe Unterschied ergibt sich dadurch, dass sich der Steifigkeitsunterschied zwischen den beiden Achsen in Grenzen hält. Eine Abstützung reicht aus, damit der Interaktionsnachweis nicht mehr maßgebend wird.

Ausbetoniertes RHS 600x300x15 aus C25/30 und S235 (siehe Abbildung 3.94):

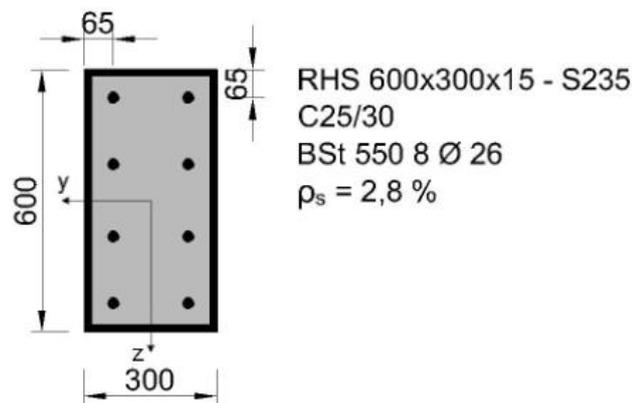


Abbildung 3.94: Querschnitt für die Ermittlung der Traglastkurven

3. Parameterstudie zur Nachvollziehung der Regelungen aus EN 1994-1-1

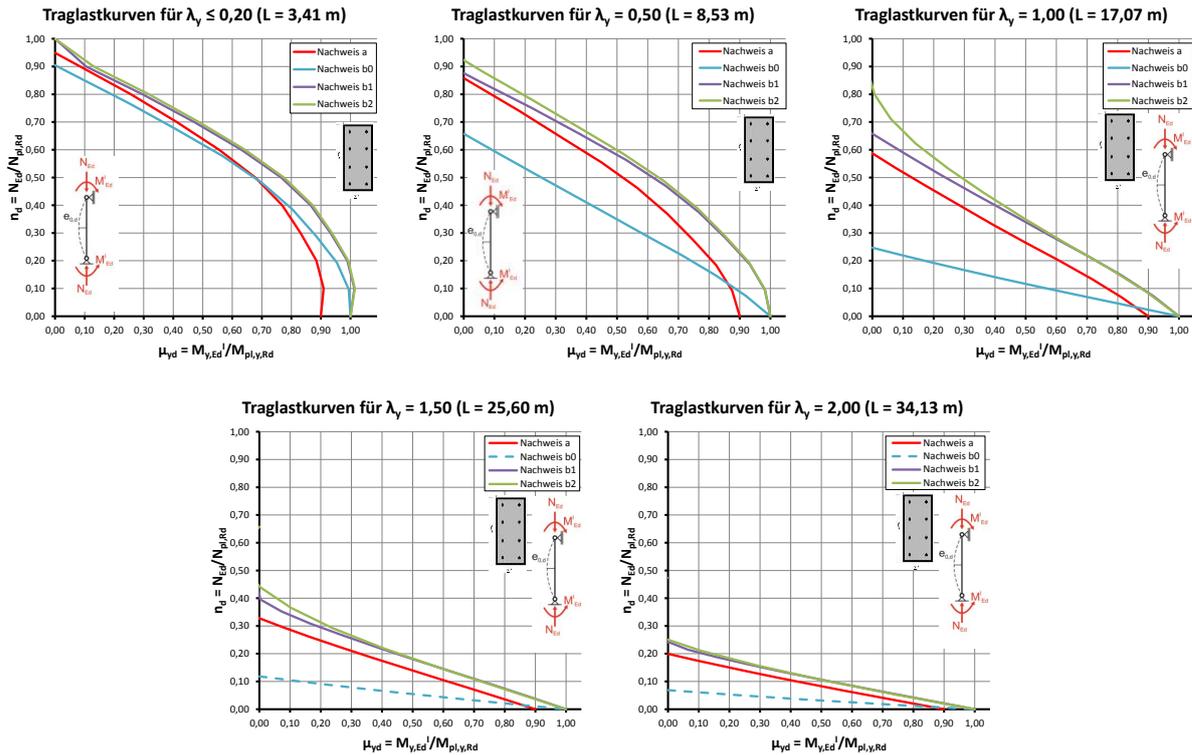


Abbildung 3.95: Traglastkurven unter Berücksichtigung der Nachweise a, b0, b1 und b2

Die zugehörigen Schlankheiten für die z-Achse der oben betrachteten Stütze sind in Tabelle 3.5 enthalten.

$\bar{\lambda}_y \backslash \bar{\lambda}_z$	L_{ges} [m]	Ohne Abstützungen um die z-Achse (b0)	1 Abstützung um die z-Achse (b1)	2 Abstützungen um die z-Achse (b2)
0,20	3,41	0,36	0,18	0,12
0,50	8,53	0,90	0,45	0,30
1,00	17,07	1,81	0,90	0,60
1,50	25,60	2,71 > 2,00 !!	1,36	0,90
2,00	34,13	3,62 > 2,00 !!	1,81	1,21

Tabelle 3.5: Schlankheit um die z-Achse für die oben betrachtete Stütze

Die Berücksichtigung von Nachweis b0 führt zu einer deutlichen Reduktion der Momententragfähigkeit um die starke Achse. Auch für diesen Querschnittstyp ist eine Abstützung um die schwache Achse ausreichend, um den Einfluss des Interaktionsnachweises auszuschalten.

Zusätzliche Querbelastung:

Abschließend wird anhand des teilweise einbetonierten HEA220-Profils aus C25/30 und S235 (siehe Abbildung 3.88) untersucht, wie sich ein parabelförmiger Momentenverlauf zufolge einer Querbelastung, anstelle des bisher angesetzten konstanten Momentenverlaufs, auf die Ergebnisse auswirkt. Abbildung 3.96 zeigt deutlich, dass für den Fall, dass keine zusätzlichen Abstützungen vorhanden sind, keine auffällige Veränderung zu den Traglastkurven aus Abbildung 3.89 feststellbar sind. Auf weitere Berechnungen mit Zwischenabstützungen wird daher verzichtet.

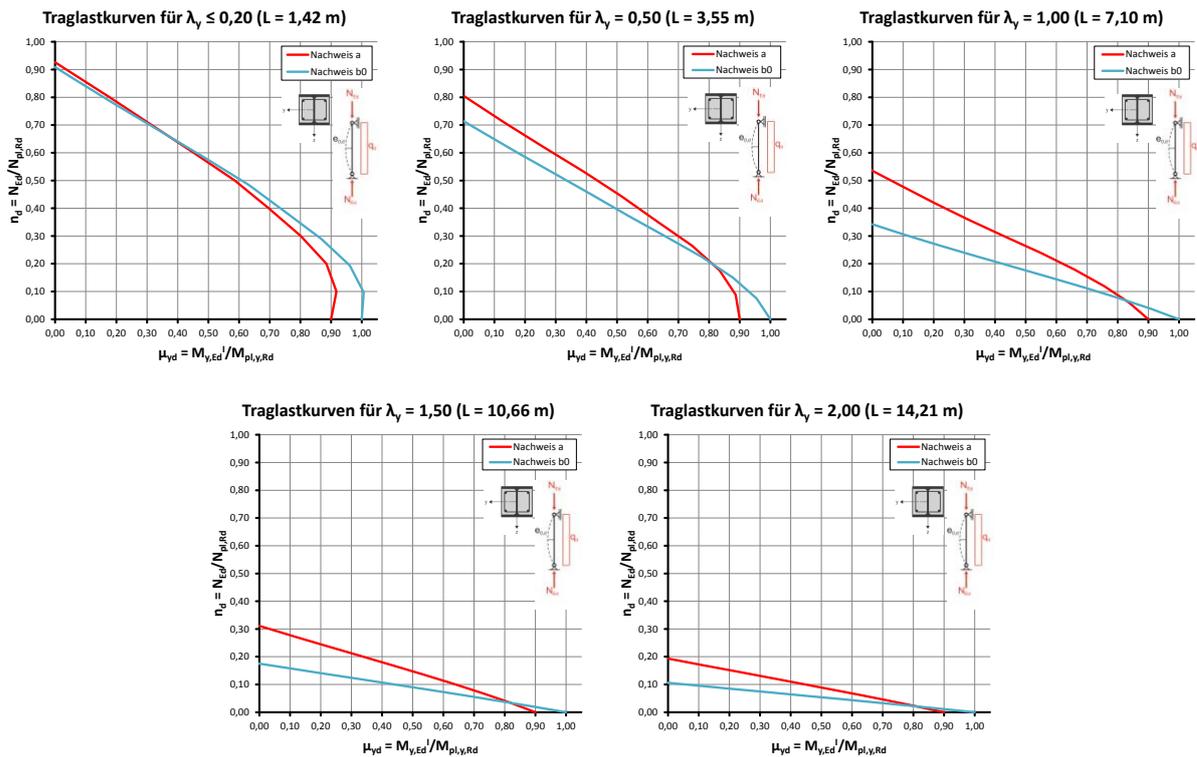


Abbildung 3.96: Traglastkurven unter Berücksichtigung der Nachweise a und b0 für einen parabelförmigen Momentenverlauf zufolge Querbelastung

3.8.2. Lineare Interaktion für zweiachsige Biegung

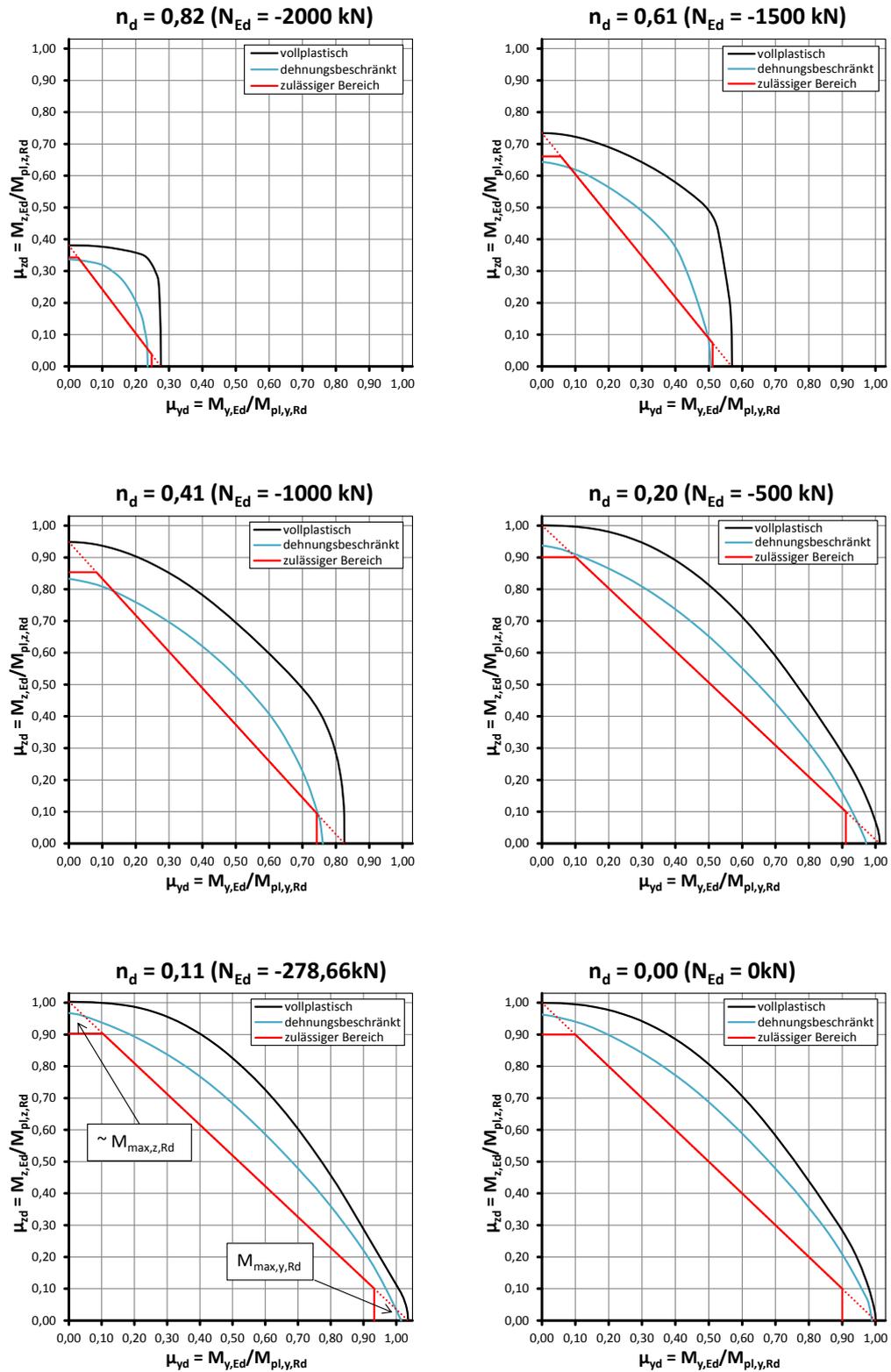


Abbildung 3.97: M_y - M_z -Interaktion für unterschiedliche Normalkräfte – HEA220-C25/30-S235

Anm.: Der zulässige Bereich entspricht der Anwendung der Gleichungen (2.20) bis (2.22).

In Abbildung 3.97 ist die vollplastische M_y - M_z -Interaktionskurve sowie die dehnungsbeschränkt ermittelte M_y - M_z -Interaktionskurve, für ein teilweise einbetoniertes HEA220-Profil aus C25/30 und S235 (siehe Abbildung 3.88), dargestellt. Die Stauchungen des Betons werden dabei wieder gemäß EN 1992-1-1 begrenzt (entspricht Variante c. aus Abschnitt 3.2.3). Aus Abbildung 3.97 ist ersichtlich, dass die lineare Interaktion nach Gleichung (2.22) für den größten Bereich der M_y - M_z -Interaktion eine konservative Näherung darstellt. In den Randbereichen wird die lineare Interaktion durch die Gleichungen (2.20) bzw. (2.21) begrenzt. Beide Gleichungen beinhalten den Faktor α_M , welcher die Auswirkungen der Dehnungsbeschränkung auf die Querschnittstragfähigkeit bei einachsiger Biegung abdecken soll.

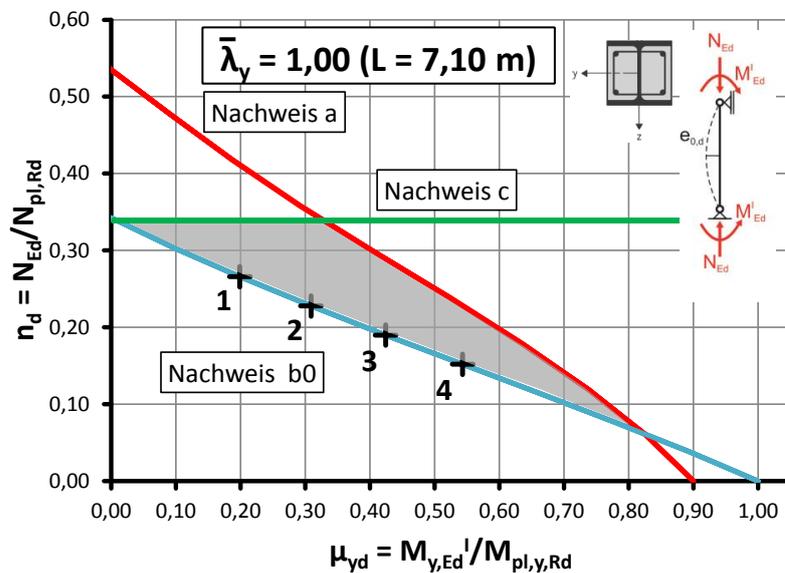


Abbildung 3.98: Traglastkurven unter Berücksichtigung der Nachweise a, b0 und c – HEA220-C25/30-S235

Den in Abschnitt 3.8.1 ermittelten Traglastkurven der Nachweise b0, b1 und b2 liegt diese lineare Interaktion zugrunde. Abbildung 3.98 soll nochmals verdeutlichen, dass die Biegetragfähigkeit um die y-Achse über einen weiten Bereich überschätzt wird, wenn der Nachweis b0 nicht geführt wird. Um festzustellen, ob in diesem Bereich die Traglastreserven, die sich aufgrund der linearen Interaktion ergeben (vgl. Abbildung 3.97), ausgenutzt werden können, werden 4 Punkte in Abbildung 3.98 ausgewählt und in Abbildung 3.99 in den jeweiligen M_y - M_z -Interaktionsdiagrammen dargestellt.

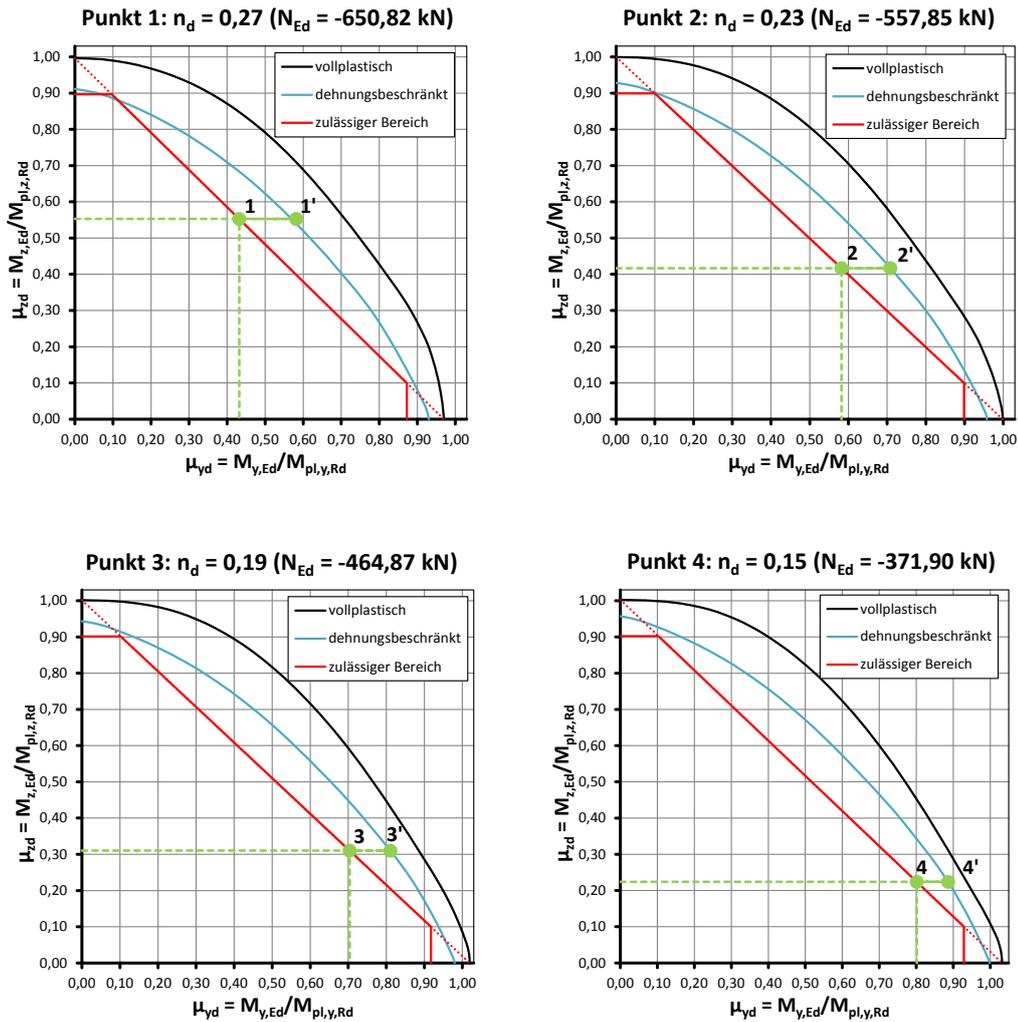


Abbildung 3.99: Lage der ausgewählten Punkte aus Abbildung 3.98 in der M_y - M_z -Interaktions-Darstellung

Für alle 4 Punkte ist eine Traglaststeigerung möglich, wenn man anstelle der linearen Interaktion die dehnungsbeschränkt ermittelte M_y - M_z -Interaktionskurve verwendet. Es wird nur M_y gesteigert, da für die Traglastkurve N und somit auch das zufolge der Imperfektion und Theorie II. Ordnung entstehende M_z konstant gehalten wird und das zusätzlich noch aufnehmbare Moment M_y bestimmt wird. Die zugehörigen Punkte 1'-4' sind ebenfalls in Abbildung 3.99 eingetragen.

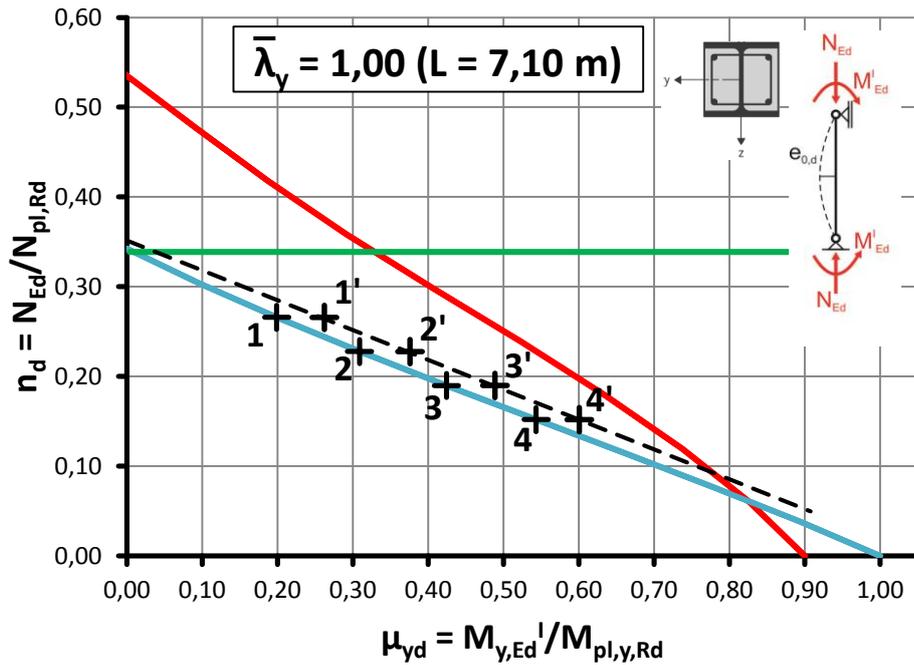


Abbildung 3.100: Traglastkurve für Nachweis b0 bei Verwendung der dehnungsbeschränkten M_y - M_z -Interaktionskurve – HEA220-C25/30-S235

Die Punkte 1' bis 4' werden nun wieder in das ursprüngliche Diagramm eingetragen, siehe Abbildung 3.100. Bei Verwendung der dehnungsbeschränkt ermittelten M_y - M_z -Interaktionskurve ergibt sich zwar ein Tragfähigkeitsgewinn, jedoch ist dieser bei weitem nicht groß genug, um die Vernachlässigung von Nachweis b0 zu kompensieren.

4

4. Allgemeines Bemessungsverfahren – Finite Elemente Berechnungen

4.1. Vorbemerkungen

Die Anforderungen des *Allgemeinen Bemessungsverfahrens* werden mit dem Softwarepaket Abaqus v6.13 umgesetzt. Es werden sogenannte GMNIA-Traglastberechnungen (Geometrically and Materially Non-linear Analyses with Imperfections) durchgeführt und die Ergebnisse anschließend jenen aus dem *Vereinfachten Bemessungsverfahren* gegenübergestellt. Wie schon in Abschnitt 3, wird auch hier wieder von einer gelenkig gelagerten Stütze mit konstantem Momentenverlauf ausgegangen. Für die Stütze wird, unabhängig von der Querschnittsform und der Beanspruchungsrichtung, eine eigenformaffine Imperfektion mit einer maximalen Auslenkung von $L/1000$ angenommen. Zusätzlich werden die Eigenspannungen des Stahlprofils angesetzt. Der Vergleich der Ergebnisse erfolgt mit Hilfe von Traglastkurven, auf denen das größtmögliche Randmoment, in Abhängigkeit von der vorhandenen Drucknormalkraft, aufgetragen wird.

4.2. Modellbildung

4.2.1. Diskretisierung

Sämtliche Querschnittsteile der Verbundstütze werden als Volumenelemente vom Typ C3D8R modelliert. Dabei handelt es sich um lineare Volumenelemente mit 8 Knoten, die nur einen Integrationspunkt besitzen.

Im Zuge dieser Arbeit wird auch die Bewehrung mit Volumenelementen modelliert. Im Betonteil wird das, von der Bewehrung benötigte Volumen, abgezogen. Bei den Walzprofilen werden auch die Ausrundungen im Modell berücksichtigt.

Die Verwendung von quadratischen Elementen führte zu sehr langen Rechenzeiten, welche im Rahmen dieser Arbeit nicht vertretbar waren. Vergleiche haben aber gezeigt, dass die Verwendung von quadratischen Elementen keine maßgeblichen Änderungen der Ergebnisse mit sich bringt.

In Abbildung 4.1 sind beispielhaft einige der modellierten Querschnitte dargestellt.

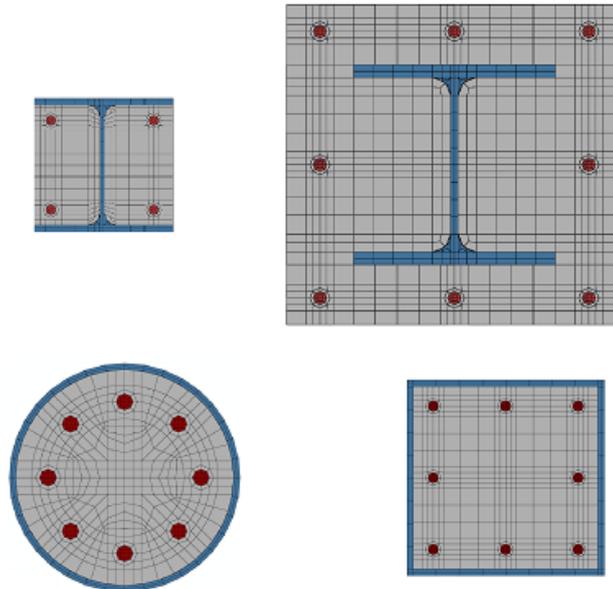


Abbildung 4.1: Diskretisierung der einzelnen Querschnittstypen

4.2.2. Lagerungsbedingungen

Die Lagerung der Stütze erfolgt mit Hilfe von Referenzpunkten. Diese Punkte werden starr an die Enden der Verbundstütze gekoppelt, sodass ein Ebenbleiben der Endquerschnitte erzwungen wird. Die Kopplung erfolgt, um lokale Zusatzbeanspruchungen zu vermeiden so, dass die Querdehnung in den Endquerschnitten nicht behindert wird. Die lokalen Zusatzbeanspruchungen an den Stützenenden werden in der Praxis durch spezielle Lasteinleitungsstrukturen und einer engeren Verbügelung im Beton aufgenommen. Diese Maßnahmen werden aber der Einfachheit halber nicht in diesem Modell abgebildet.

An den Referenzpunkten werden die eigentlichen Lagerungsbedingungen aufgebracht. Die Enden sollen gelenkig gelagert werden, weshalb die Verschiebungen normal zur Stabachse gesperrt werden. An einem Ende wird zusätzlich die Verschiebung in Richtung der Stabachse gesperrt und am anderen Ende, an dem später die Lasteinleitung erfolgen soll, wird zusätzlich die Verdrehung um die Stablängsachse gesperrt.

4.2.3. Symmetriebedingungen

Um die Rechenzeit weiter zu verringern, wird die Symmetrie des Systems ausgenutzt. Die drei Symmetriebedingungen, einerseits die Verschiebung normal auf die Symmetrieebene und andererseits die beiden Verdrehungen der Symmetrieebene selbst, müssen festgehalten werden.

Symmetrie in Längsrichtung:

Bei sämtlichen untersuchten Stützen ist die erste Knickeigenform maßgebend, daher ergibt sich für die Betrachtungen in Längsrichtung eine Symmetrieebene in der Mitte des Systems. Die Berechnung kann also mit dem halben System durchgeführt werden, was die Rechenzeiten deutlich verringert. In Abbildung 4.2 ist beispielhaft ein verformtes System und die entsprechende Symmetrieebene dargestellt.

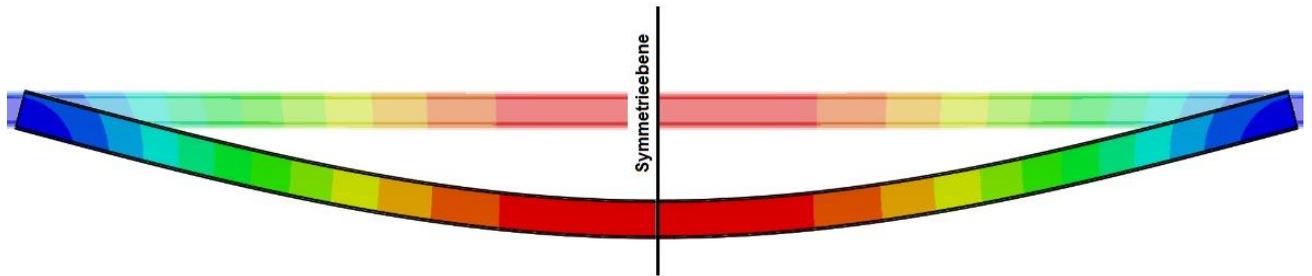


Abbildung 4.2: Symmetrie in Längsrichtung

Symmetrie am Querschnitt:

Bei den ausbetonierten kreisförmigen und quadratischen Hohlprofilen wird zusätzlich noch die Symmetrie am Querschnitt berücksichtigt, siehe Abbildung 4.3. Bei den teilweise und vollständig einbetonierten I-Profilen wird auf diese Maßnahme verzichtet, um die Berechnung für beide Achsen mit einem Modell durchführen zu können.

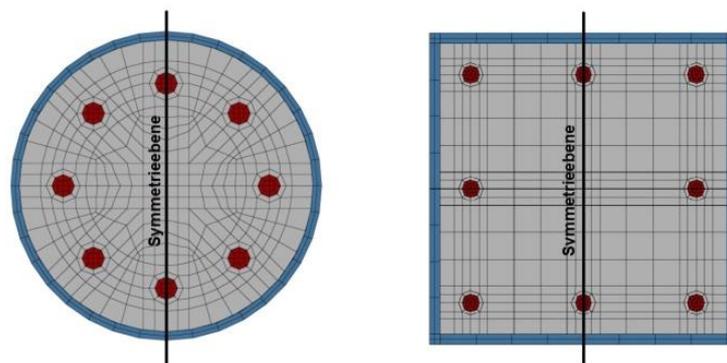


Abbildung 4.3: Symmetrie am Querschnitt

4.2.4. Zusammenwirken von Querschnittsteilen aus Stahl und Beton

EN 1994-1-1 erlaubt auch für das *Allgemeine Bemessungsverfahren* die Annahme von starrem Verbund zwischen den einzelnen Querschnittsteilen. Im Zuge dieser Arbeit wurden daher sämtliche Berechnungen mit starrem Verbund zwischen Stahl und Beton durchgeführt.

Der starre Verbund wird im Modell dadurch umgesetzt, dass die einzelnen Querschnittsteile entlang der jeweiligen Berührungsflächen starr aneinander gekoppelt werden.

4.2.5. Eigenformaffine Imperfektion

Der eigentlichen Traglastberechnung geht eine LBA-Berechnung (Linear Buckling Analyses) voraus. Als Ergebnis der LBA-Berechnung erhält man normierte Knickeigenformen. Die maximale Auslenkung dieser Eigenform wird dann auf $L/1000$ skaliert und in der eigentlichen Traglastberechnung als geometrische Imperfektion aufgebracht.

4.2.6. Eigenspannungen

Für die Stahlprofile sind zusätzlich Eigenspannungen zu berücksichtigen. Die Verteilung der angesetzten Eigenspannungen über den Querschnitt ist in Abbildung 4.4 dargestellt ($\bar{\sigma}_e = \sigma_e / f_y$). Grundsätzlich ist zu beachten, dass der Eigenspannungszustand selbst einen Gleichgewichtszustand darstellen muss (keine resultierenden Schnittkräfte aus der Integration der Eigenspannungen über den Querschnitt).

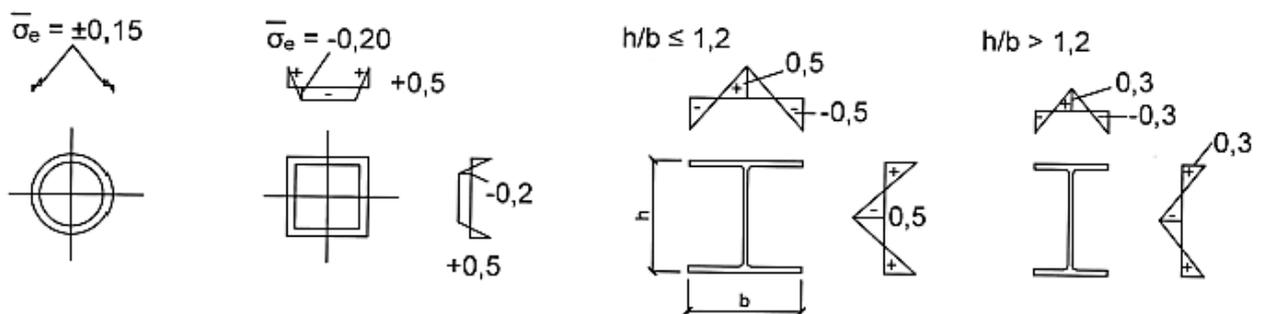


Abbildung 4.4: Eigenspannungen für verschiedene Profiltypen [13]

4.3. Belastung

Zur Einleitung der Belastung werden dieselben Referenzpunkte verwendet wie für die Lagerungsbedingungen. Mithilfe der Referenzpunkte wird die Belastung gleichmäßig über den gesamten Querschnitt eingeleitet. Diese Vorgehensweise entspricht in der Realität ungefähr der Krafteinleitung über eine dicke Stirnplatte. Die Aufbringung der Belastung bis zum Erreichen des Traglastzustandes erfolgt in drei Schritten:

1. Eigenspannungen: In diesem Schritt werden nur die Eigenspannungen des Stahlprofils aufgebracht. Danach wird programmintern der zugehörige Gleichgewichtszustand ermittelt. Dieser unterscheidet sich geringfügig vom angegebenen Eigenspannungszustand, wobei dieser Unterschied auf mehrere Gründe zurückzuführen ist. Einer davon ist, dass die Eigenspannungen nur mit einer begrenzten Anzahl von Nachkommastellen angegeben werden. Ein anderer Grund dafür ist, dass die verwendeten Elemente lineare Kanten besitzen, was im Bereich der Ausrundungsradien der I-Profile zu einer gewissen Abweichung führt. Generell sind die Abweichungen bei den I-Profilen etwas größer als bei den Hohlprofilen. Da diese Unterschiede jedoch äußerst gering sind, wurde auf eine weitere Verfeinerung des FE-Netzes verzichtet.
2. Normalkraft: Im zweiten Schritt wird eine Normalkraft von gewisser Größe aufgebracht. Hier sind zwei Fälle zu unterscheiden. Der oberste Punkt der Traglastkurve entspricht der Tragfähigkeit zufolge zentrischem Druck. Für diesen Punkt wird die Normalkraft so lange gesteigert, bis die Traglast erreicht wird, damit endet die Berechnung bereits nach diesem Schritt. Die aufzubringenden Normalkräfte für die restlichen 10 Punkte der Traglastkurve ergeben sich als Bruchteile der Tragfähigkeit für zentrischen Druck. In diesen Punkten kann die gesamte Normalkraft auf die Stütze aufgebracht werden und die Berechnung wird fortgesetzt.
3. Randmoment: Im letzten Schritt wird das Randmoment aufgebracht und solange gesteigert, bis die Traglast des Systems erreicht wird.

Die Tragfähigkeit der Verbundstütze wird maßgeblich durch die Rissbildung im Beton beeinflusst. Aus diesem Grund wurden Überlegungen angestellt, ob die Reihenfolge der Lastaufbringung sich auf das Ergebnis auswirkt. Die drei verschiedenen Möglichkeiten sind in Abbildung 4.5 dargestellt.

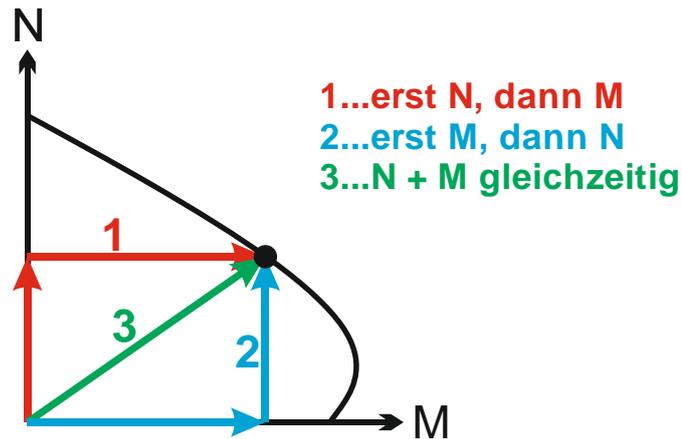


Abbildung 4.5: Verschiedene Möglichkeiten der Lastaufbringung zur Erreichung der Querschnittstragfähigkeit (Lastpfade 1 bis 3)

- Lastpfad 1: Der gesamte Querschnitt ist überdrückt bevor das Moment aufgebracht wird. Die Risse im Beton öffnen sich erst allmählich mit zunehmendem Moment.
- Lastpfad 2: Nachdem das Moment aufgebracht wurde, ist der Beton auf der Zugseite gerissen. Mit zunehmender Normalkraft nehmen die Risstiefe und die Rissöffnung ab und es steht immer mehr Beton zur Aufnahme der Normalkraft zur Verfügung. Es ist zu beachten, dass bei dieser Art der Laststeigerung die Ausbauchung der Interaktionskurve nicht erreicht werden kann, da ohne eine vorhandene Normalkraft kein Moment aufgebracht werden kann, das größer ist als das maximal aufnehmbare Moment bei reiner Biegung.
- Lastpfad 3: Wird die Normalkraft und das Moment gleichzeitig aufgebracht, kann es von Beginn an zur Rissbildung im Beton kommen.

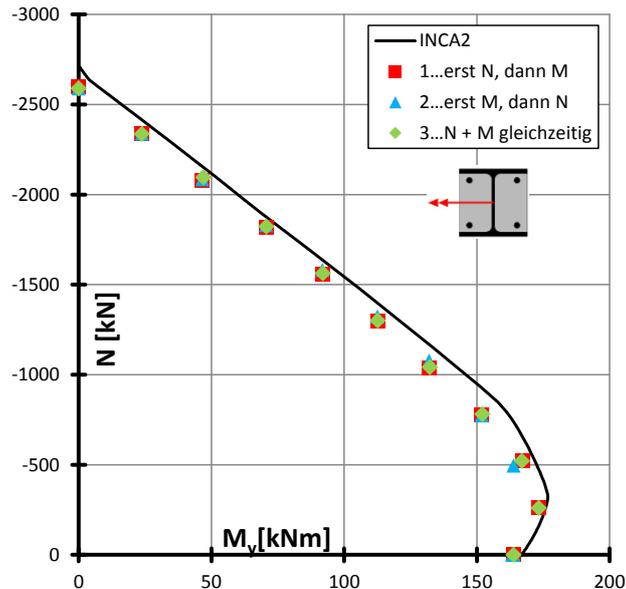


Abbildung 4.6: Verschiedene Möglichkeiten der Lastaufbringung – HEA220-C25/30-S235

Der Vergleich der Ergebnisse, für ein teilweise einbetoniertes I-Profil, aus S235 und C25/30, in Abbildung 4.6 zeigt, dass die verschiedenen Möglichkeiten der Lastaufbringung gleichwertig sind. Im unteren Bereich der Interaktionskurve stellt ein blauer Punkt einen Ausreißer dar. Dieser Ausreißer verdeutlicht die Tatsache, dass die Ausbauchung nicht erreicht werden kann, wenn zuerst das Moment aufgebracht wird. Das aufgebrachte Moment in diesem Punkt entspricht der Tragfähigkeit für reine Biegung. Da es sich dabei schon um einen Traglastzustand handelt, schafft es die numerische Berechnung nicht, die zugehörige Normalkraft in diesem Punkt aufzubringen. Aus diesem Grund kommt der Punkt etwas tiefer zu liegen als seine Nachbarn.

Für die weiteren Berechnungen wird, auf Grund der einfacheren Handhabung, immer zuerst die Normalkraft aufgebracht und anschließend das Moment so lange gesteigert, bis die Traglast erreicht wird.

4.4. Auswertung der Ergebnisse

In Abschnitt 2.3.1 ist die Vorgehensweise für den Tragfähigkeitsnachweis nach dem *Allgemeinen Bemessungsverfahren* bereits vorgestellt worden. Die Aufgabe, die sich in diesem Abschnitt stellt, ist nun aus den Ergebnissen der Traglastrechnung (E_{ult}) die Bemessungswerte der Einwirkungen (E_d) zu ermitteln. Aus diesem Grund müssen die Gleichungen aus Abbildung 2.5 umgestellt werden. Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit gilt: $\lambda_{ult} = \gamma_R$

Somit ergeben sich die Beziehungen zwischen den Ergebnissen der Traglastrechnung und den Bemessungswerten der Einwirkungen zu:

$$\lambda_{ult} = \frac{E_{ult}}{E_d} \rightarrow E_d = \frac{E_{ult}}{\lambda_{ult}} \rightarrow E_d = \frac{E_{ult}}{\gamma_R} \quad (4.1)$$

Laut Definition ist γ_R für den maßgebenden kritischen Querschnitt zu ermitteln [12]. Im Falle der gelenkig gelagerten Stütze befindet sich dieser immer auf halber Stützhöhe. Genau an dieser Stelle wurden die Symmetriebedingungen, mit Hilfe von zusätzlichen Lagerungsbedingungen, umgesetzt. Die Auflagerkräfte und –momente, die sich an dieser Stelle ergeben, entsprechen also genau den Schnittkräften im kritischen Querschnitt der Stütze. Für diese Schnittkräfte kann nun der globale Teilsicherheitsbeiwert γ_R ermittelt werden. Mit diesem globalen Teilsicherheitsbeiwert kann anschließend auf die Bemessungswerte der Einwirkungen zurückgerechnet werden.

Im *Allgemeinen Bemessungsverfahren* werden die Spannungs-Dehnungsbeziehungen anhand der Mittelwerte der Festigkeiten definiert. Das betrifft sowohl das gesamte numerische Modell als auch die Ermittlung des globalen Teilsicherheitsbeiwertes γ_R . Während für den Beton die Mittelwerte in EN 1992-1-1 angegeben werden, finden sich in den gültigen Normen keine Angaben zu den Mittelwerten für den Baustahl und den Bewehrungsstahl. In [12] ist daher eine Vereinfachung enthalten, die es erlaubt, mit den charakteristischen Werten anstelle der Mittelwerte für alle Materialien zu arbeiten. Diese Vereinfachung betrifft nur die verwendeten Spannungs-Dehnungsbeziehungen für die numerische Berechnung und die Bestimmung des globalen Teilsicherheitsbeiwertes γ_R . Unabhängig davon wird die Normalkrafttragfähigkeit $N_{pl,Rd}$ weiterhin nach Gleichung (2.2) und die bezogene Schlankheit $\bar{\lambda}$ nach Gleichung (2.16) bestimmt.

Um die Auswirkungen dieser Vereinfachung auf die Ergebnisse aufzeigen zu können, wird die Berechnung exemplarisch für einen Querschnittstyp unter Verwendung der charakteristischen Werte und der Mittelwerte durchgeführt. Als Basis für den Vergleich wird die Tragfähigkeit bei zentrischem Druck gewählt. Die Berechnungen erfolgen für ein teilweise einbetoniertes I-Profil, aus S235 und C25/30, die Ergebnisse sind in Abbildung 4.7 enthalten.

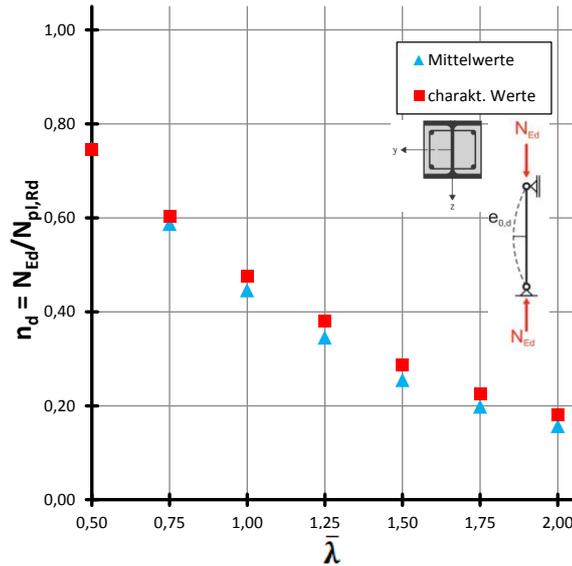


Abbildung 4.7: Ergebnisse der Traglastrechnungen auf Basis von Mittelwerten oder charakteristischen Werten

Die Verwendung von charakteristischen Werten ergibt etwas größere Traglasten. Hauptverantwortlich dafür ist der Beton. Während sich beim Baustahl und beim Bewehrungswert nur die Festigkeit ändert, werden beim Beton sämtliche Materialkennwerte von der Druckfestigkeit abgeleitet. Verwendet man also f_{ck} anstelle von f_{cm} ändert sich zusätzlich auch der E-Modul, die mittlere Zugfestigkeit und die Bruchenergie. Während diese Werte alle durch die Verwendung von f_{ck} , anstelle von f_{cm} , absinken, wird die Mitwirkung des Betons im Zugbereich verlängert. Dieser Umstand begründet sich damit, dass die mittlere Zugfestigkeit des Betons viel stärker absinkt als die zugehörige Bruchenergie.

In dieser Arbeit wird diese zulässige Vereinfachung aus [12] nicht angewendet. Das *Allgemeine Bemessungsverfahren* wird nur auf Basis der Mittelwerte der Festigkeiten durchgeführt.

4.5. Materialmodelle

4.5.1. Baustahl und Bewehrungsstahl

Für Baustahl und Bewehrungsstahl wird ein linear-elastisches, ideal-plastisches Materialverhalten verwendet. Die maximale Dehnung bzw. Stauchung wird nicht beschränkt. Die Spannungs-Dehnungsbeziehung ist in Abbildung 4.8 dargestellt.

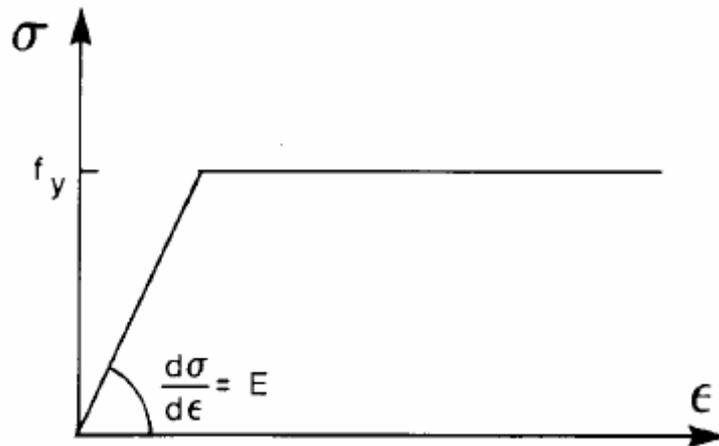


Abbildung 4.8: Spannungs-Dehnungsbeziehung für Baustahl und Bewehrungsstahl [10]

In Tabelle 4.1 sind die verwendeten Materialparameter für Baustahl und Bewehrungsstahl zusammengefasst.

S235 [10]	BSt550 [9]
$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$	$f_{sk} = 550 \text{ MPa}$
$\gamma_{M0} = 1,00$	$\gamma_s = 1,15$
$f_{yd} = 235 \text{ MPa}$	$f_{sd} = 478 \text{ MPa}$
$f_{ym} = 285 \text{ MPa}$ ($V_x = 0,06$) [14]	$f_{sm} = 605 \text{ MPa}$ (Annahme: $f_{sm} = 1,1 f_{sk}$)
$E_a = 210000 \text{ MPa}$	$E_a = 200000 \text{ MPa}$
$\nu = 0,30$	$\nu = 0,30$

Tabelle 4.1: Zusammenstellung der Materialkennwerte für Baustahl und Bewehrungsstahl

4.5.2. Beton

Für Beton wird das in Abaqus v6.13 enthaltene Materialmodell Concrete Damaged Plasticity (CDP) verwendet. Die erforderlichen Eingabedaten lassen sich in fünf Gruppen unterteilen, auf die in diesem Abschnitt genauer eingegangen werden soll.

Elastische Verformungseigenschaften:

- E-Modul: Laut EN 1992-1-1 darf für die Ermittlung der Schnittgrößen der Sekantenmodul E_{cm} verwendet.
- Querdehnzahl ν : Die Querdehnzahl darf für ungerissenen Beton mit $\nu = 0,2$ und für gerissenen Beton zu $\nu = 0$ angesetzt werden [9]. Für die Berechnungen in diesem Abschnitt wird die Querdehnzahl generell mit $\nu = 0$ angenommen. Im Traglastzustand kann in der Regel von einer gerissenen Zugzone ausgegangen werden, für diesen Fall ist die Annahme also gerechtfertigt. Auf der Druckseite hingegen entstehen auf Grund der Querdehnung Querkzugspannungen. Bei vollständig oder teilweise einbetonierten I-Profilen werden diese Zugspannungen durch eine entsprechende Verbügelung aufgenommen. Diese Verbügelung wurde im Zuge der vorliegenden Arbeit jedoch nicht modelliert, wodurch der Beton die vollen Querkzugspannungen aufnehmen muss. Dies führt zu einem Versagen des Betons auf Querkzug, noch lange bevor die eigentliche Traglast erreicht wird. Um diese Querkzugspannungen zu vermeiden, wird auch für die Druckzone die Querdehnzahl mit $\nu = 0$ angenommen. Bei den ausbetonierten Hohlprofilen wird die Querdehnung durch das Hohlprofil behindert. Es bildet sich ein dreiaxialer Druckspannungszustand, der eine Erhöhung der Betondruckfestigkeit mit sich bringt. Auf der anderen Seite entstehen dadurch im Hohlprofil Ringzugspannungen, die dazu führen, dass das Hohlprofil früher zu fließen beginnt und an Steifigkeit verliert. Diese Effekte dürfen beim *Vereinfachten Bemessungsverfahren* nur für geringe Schlankheiten und Exzentrizitäten berücksichtigt werden. Bei der Herleitung der Traglastkurven auf Grundlage des *Vereinfachten Bemessungsverfahrens* wurden diese Effekte bereits vernachlässigt, daher werden sie auch hier nicht berücksichtigt. Aus diesem Grund wird auch hier mit einer Querdehnzahl von $\nu = 0$ gearbeitet. Des Weiteren ergibt sich dadurch der Vorteil, dass für alle Berechnungen dasselbe Betonmodell verwendet werden kann. Vergleichsrechnungen haben gezeigt, dass der Einfluss der verwendeten Querdehnzahl für Beton auf die rechnerische Traglast so gering ist, dass er in keinem Verhältnis zum dadurch entstehenden Mehraufwand steht.

Grundlegende Parameter des CDP-Materialmodells:

- Dilatationswinkel: Winkel gemessen in der sogenannten p-q-Ebene. Der Wert $36,41^\circ$ wurde aus dem Beispiel des Abaqus-Manuals [15] entnommen.
- „Eccentricity“: Parameter zur Definition der Ausrundung des plastischen Potentials [15]. Es wurden keine Änderungen vorgenommen. (Standardwert: 0,1)
- Verhältnis der biaxialen Druckfestigkeit zur einachsialen Druckfestigkeit [15]: Es wurden keine Änderungen vorgenommen. (Standardwert: 1,16)
- K: Beiwert zur Beschreibung der Form der Fließfläche in der deviatorischen Ebene. Der Beiwert K kommt nur zum Tragen, wenn alle drei Hauptspannungen Druckspannungen sind [15]. Es wurden keine Änderungen vorgenommen. (Standardwert: 0,667)
- „Viscosity Parameter“: Parameter zur Steuerung der viskoplastischen Regularisierung. Treten Konvergenzprobleme im Softening-Regime auf, kann eine viskoplastische Regularisierung Abhilfe schaffen. Dabei werden Spannungen zugelassen die geringfügig außerhalb der Fließfläche liegen. Um die Ergebnisse nicht zu beeinflussen, muss der Parameter im Verhältnis zum maßgebenden Lastinkrement möglichst klein gewählt werden [15]. Bei einem Wert von 0 findet überhaupt keine Regularisation statt. In dieser Arbeit wird grundsätzlich ohne viskoplastischen Regularisierung gearbeitet, treten jedoch starke Konvergenzprobleme auf, wird der Parameter mit 10^{-5} angesetzt.

Verhalten des Betons bei Druckbeanspruchung:

Es kommt die Spannungs-Dehnungsbeziehung aus Abbildung 2.2 zur Anwendung. Die Spannungs-Dehnungsbeziehung muss in einen elastischen und einen plastischen Anteil zerlegt werden, da nur letzterer bei der Eingabe in Abaqus v6.13 benötigt wird.

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{c,el} + \varepsilon_{c,pl} \quad (4.2)$$

Im verwendeten Betonmodell können keine Grenzstauchungen für den Beton definiert werden. Die Dehnungsbeschränkung wird daher so realisiert, dass dem letzten Punkt der Spannungs-Dehnungsbeziehung ein steiler Abfall auf 0 angehängt wird, siehe Abbildung 4.9.

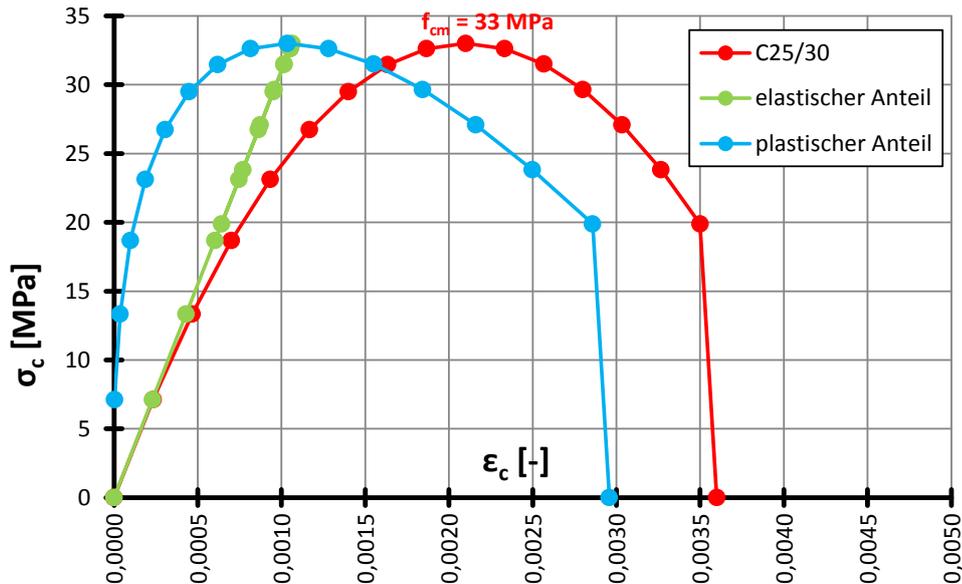


Abbildung 4.9: Betonmodell für Beton C25/30 – Aufteilung der Spannungs-Dehnungsbeziehung in einen elastischen und plastischen Anteil

Verhalten des Betons bei Zugbeanspruchung:

Der Beton verhält sich bis zum Erreichen der mittleren Zugfestigkeit linear-elastisch, danach kommt es zu einem Abfall der Zugfestigkeit bis der Beton überhaupt keine Zugspannungen mehr aufnehmen kann. Der Bereich, nach dem Überschreiten der mittleren Zugfestigkeit, wird in der Literatur als *post-failure*-Bereich bezeichnet. Im verwendeten Betonmodell wird für den *post-failure*-Bereich eine lineare Abnahme der Zugspannungen, abhängig von der Rissöffnung, angenommen (vgl. Abbildung 4.10). Der Beton kann so lange Zugspannungen aufnehmen, bis die Bruchenergie aufgebraucht ist, wobei die Bruchenergie hier ein eigenständiger Materialparameter ist. Die Bruchenergie von Beton ist definiert als jene Energie, die notwendig ist, um einen Riss innerhalb einer Einheitslänge zu erzeugen. Sie ist von einer Reihe von Parametern abhängig, unter anderem von der Bauteilgröße, dem w/b-Wert, dem Verbund zwischen Zementstein und Zuschlagskorn und der Korngröße [16]. Zur Eingabe in Abaqus v6.13 wird die Bruchenergie und die Zugfestigkeit des Betons benötigt.

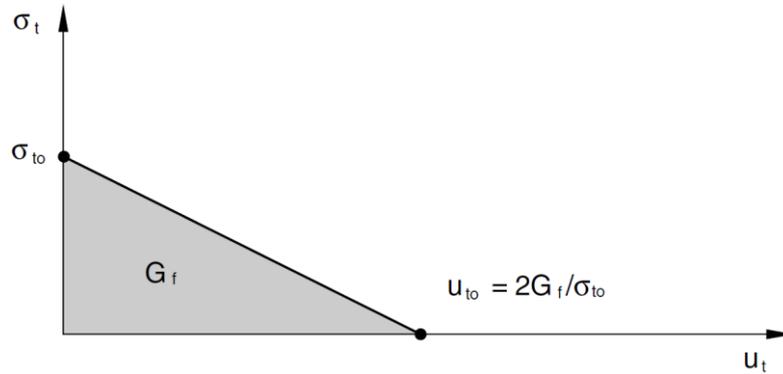


Abbildung 4.10: Linearer Abfall der Betonzugspannung nach der Rissbildung [15]

Die in Abbildung 4.10 enthaltenen Bezeichnungen weichen von denen in EN 1994-1-1 und Model Code 2010 ab. Aus diesem Grund werden die einzelnen Bezeichnungen mit den zugehörigen Bezeichnungen nach EN 1994-1-1 und Model Code 2010 hier nochmals angeführt.

$G_f = G_F$... Bruchenergie

$\sigma_{t0} = f_{ct}$... Zugfestigkeit des Betons

$u_{t0} = w_c$... Rissbreite bei der keine Zugspannung mehr über den Riss hinweg übertragen werden kann

Schädigungsparameter für zyklische oder dynamische Beanspruchungen:

Für zyklische oder dynamische Beanspruchungen kann die fortschreitende Schädigung und Steifigkeitsabnahme berücksichtigt werden. Die Schädigungsparameter können getrennt für Zug- und Druckbeanspruchung definiert werden. In der vorliegenden Arbeit wird von einer monotonen, vorwiegend statischen Beanspruchung ausgegangen, daher werden diese Parameter nicht benötigt.

In Tabelle 4.2 sind die verwendeten Materialparameter für den untersuchten Beton C25/30 zusammengefasst.

C25/30 [9]	
Materialkennwert	Analytische Beziehung
$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$	-
$f_{cm} = 33 \text{ MPa}$	$f_{cm} = f_{ck} + 8$
$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{(2/3)}$
$E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$	$E_{cm} = 22000 [(f_{cm})/10]^{0,3}$
$G_F = 137 \text{ N/m}$	$G_F = 73 f_{cm}^{0,18} [16]$
$\nu = 0$	-

Tabelle 4.2: Zusammenstellung der Materialkennwerte für den Beton

4.6. Gegenüberstellung der Ergebnisse des Allgemeinen und des Vereinfachten Bemessungsverfahrens

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der Traglastrechnungen vorgestellt. Durch den Vergleich mit den Ergebnissen des *Vereinfachten Bemessungsverfahrens* können Abweichungen und Unsicherheiten aufgezeigt werden. Die durchgezogenen Linien stellen die Ergebnisse des *Vereinfachten Bemessungsverfahrens* (VBV) dar, die Punkte jene des *Allgemeinen Bemessungsverfahrens* (ABV).

4.6.1. Teilweise einbetonierte I-Profile

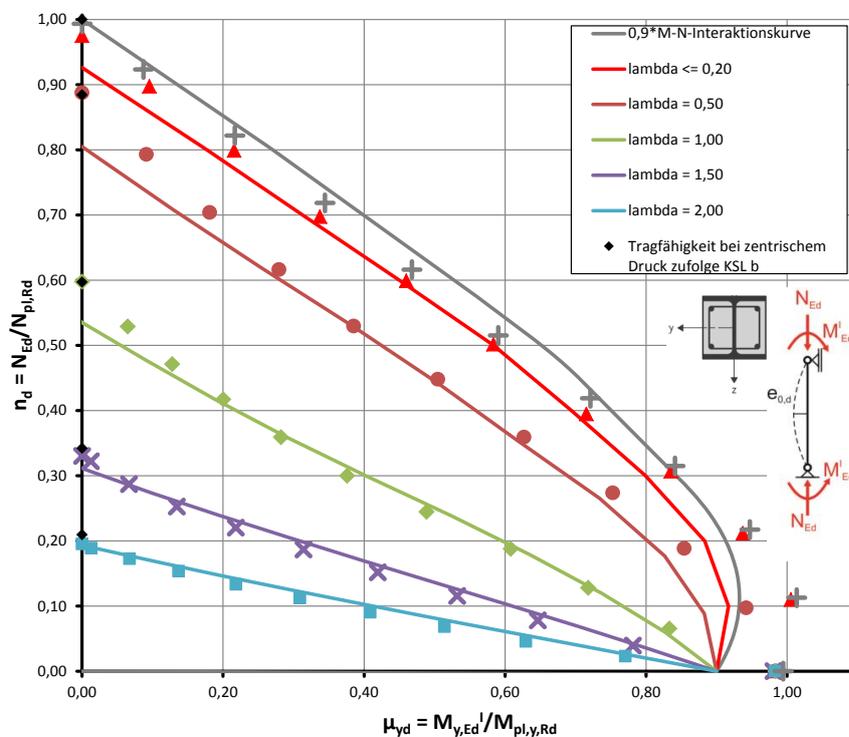


Abbildung 4.11: HEA220-C25/30-S235 – Traglastkurven für Knicken um die y-Achse

Die Interaktionskurve (ohne Stabilitätseinfluss) wird relativ gut angenähert, siehe Abbildung 4.11. Die geringen Abweichungen im Bereich von $\mu_{yd} = 0,10 - 0,80$ entstehen durch die vorhandene Dehnungsbeschränkung. Sie stimmen außerdem gut mit den bereits in Abbildung 3.23 festgestellten Abweichungen überein.

Auf der vertikalen Achse kann abgelesen werden, dass die Tragfähigkeiten des ABV für zentrischen Druck sehr gut mit den Tragfähigkeiten zufolge der Knickspannungslinie b zusammenpassen.

Die Traglastkurven werden über weite Teile sehr genau angenähert. Im Bereich in dem überwiegend Normkraft vorhanden ist, liefert das *ABV* höhere Tragfähigkeiten als das *VBV*. Grund dafür ist, dass den Traglastkurven des *VBV* die geometrischen Ersatzimperfektionen zugrunde liegen. Wie im Abschnitt 3 ausführlich dargestellt wird, ergibt eine Berechnung mit den Ersatzimperfektionen für diesen Anwendungsfall immer eine geringere Tragfähigkeit als die Knickspannungslinie. Auch im untersten Bereich der Traglastkurven ergibt das *ABV* höhere Traglasten. Hier kommt erneut die Dehnungsbeschränkung ins Spiel. Wie in Abbildung 3.23 gezeigt wurde, ist die Abminderung mit dem α_M -Faktor für den Fall, dass die Momentenbeanspruchung überwiegt, konservativ.

Grundsätzlich kann festgehalten werden, dass die Ergebnisse der beiden Bemessungsverfahren für diesen Anwendungsfall sehr gut übereinstimmen.

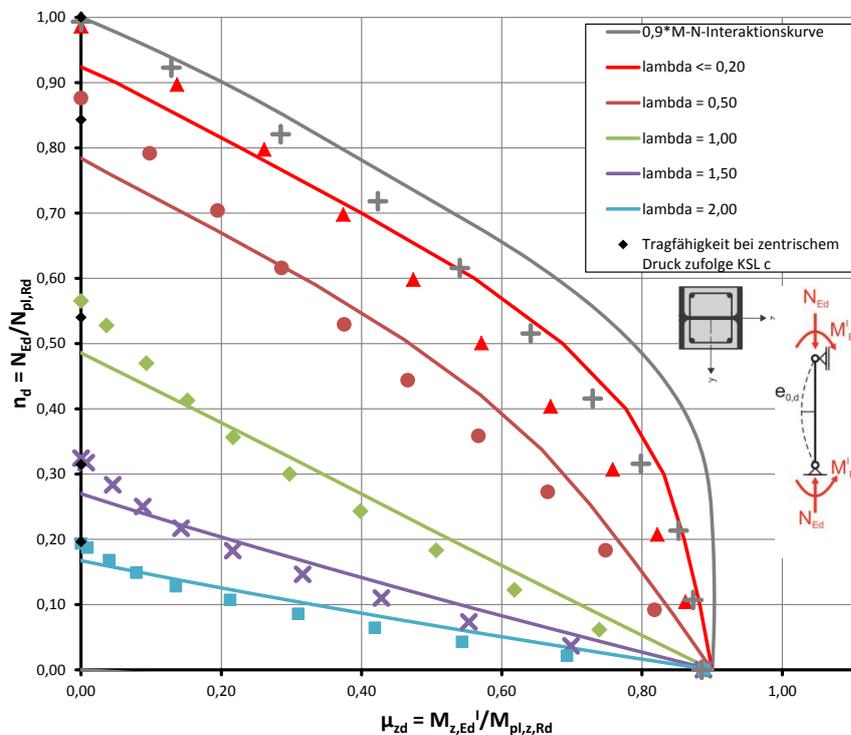


Abbildung 4.12: HEA220-C25/30-S235 – Traglastkurven für Knicken um die z-Achse

In Abbildung 4.12 sind die Ergebnisse der Traglastberechnungen für Knicken um die schwache Achse enthalten. Die Interaktionskurve wird nicht so gut angenähert, wie es für die y-Achse der Fall war. Wie schon aus Abschnitt 3 hervorgegangen ist, werden die Auswirkung der Dehnungsbeschränkungen für diesen Fall nicht vollständig abgedeckt. Während die reine Momenten Tragfähigkeit aus dem *ABV* für die y-Achse noch sehr nahe bei 1,0 zu liegen kam, fällt sie hier mit der Tragfähigkeit des *VBV* zusammen. Anders ausgedrückt bedeutet das, dass für eine reine

Biegebeanspruchung um die schwache Achse die Abminderung mit dem α_M -Faktor sehr nahe an der Realität liegt. (vgl. Abbildung 3.23)

Die Tragfähigkeiten der Knickspannungslinie c werden bei Schlankheiten $\bar{\lambda} \geq 1,50$ erreicht und bei kleineren Schlankheiten sogar überschritten. Mit zunehmender Biegebeanspruchung fallen die Ergebnisse des *ABV* unter jene des *VBV* ab. Die Abweichung wird mit zunehmender Schlankheit geringer, da mit zunehmender Schlankheit die Tragfähigkeit immer mehr durch die überproportional zunehmende Verformung bestimmt wird und nicht mehr durch das Plastizieren von Querschnittsteilen. Der Grund für diese Abweichung zeigte sich bereits an der Interaktionskurve. Die Auswirkungen der Dehnungsbeschränkung sind im *VBV* nicht vollständig abgedeckt. Diese Tatsache ist der Grund dafür, dass die Ergebnisse des *ABV* im Vergleich zum *VBV* auf der unsicheren Seite zu liegen kommen.

Beide Bemessungsverfahren stimmen bei Schlankheiten $\bar{\lambda} \geq 1,00$ gut überein. Dadurch, dass die Auswirkungen der Dehnungsbeschränkung im *VBV* nicht vollständig abgedeckt werden, zieht sich dieser Effekt jedoch durch sämtliche Ergebnisse. Vor allem bei den kleineren Schlankheiten wird die Tragfähigkeit mit dem *VBV* in manchen Bereichen etwas überschätzt.

4.6.2. Vollständig einbetonierte I-Profile

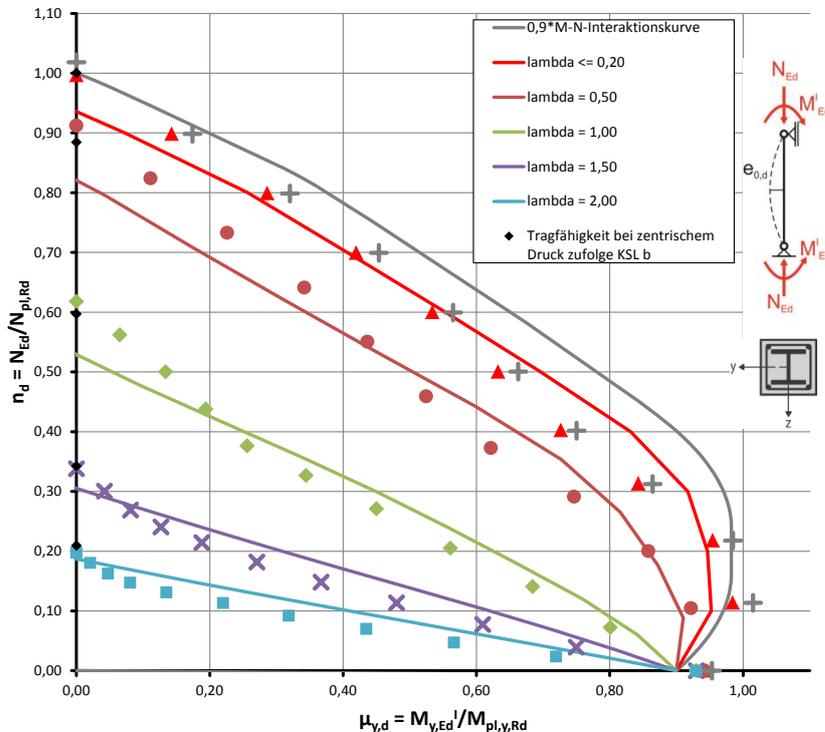


Abbildung 4.13: HEB300-C25/30-S235 – Traglastkurven für Knicken um die y-Achse

Wie die Ergebnisse aus den Berechnungen, unter Berücksichtigung der Dehnungsbeschränkung, aus Abbildung 3.41 erwarten ließen, weichen die Tragfähigkeiten des *ABV* recht deutlich von der Interaktionskurve ab, siehe Abbildung 4.13. Die Tragfähigkeiten für reinen Druck und reine Biegung stimmen jedoch sehr gut mit den Ergebnissen aus dem *VBV* überein.

Das *ABV* liefert für zentrischen Druck bei kleinen Schlankheiten $\bar{\lambda} \leq 1,00$ etwas höher Tragfähigkeiten als die Knickspannungslinie. Bei größeren Schlankheiten wird die Knickspannungslinie nahezu exakt erreicht. Im weiteren Verlauf der Traglastkurven kommt wieder der Effekt der Dehnungsbeschränkung zum Tragen, wodurch die Punkte des *ABV* unter den Traglastkurven des *VBV* zu liegen kommen. Die Abweichungen nehmen mit zunehmender Schlankheit ab.

Wie schon bei dem teilweise einbetonierten I-Profil stimmen die Ergebnisse der beiden Bemessungsverfahren für Knicken um die *y*-Achse gut überein. Für das vollständig einbetonierte I-Profil ergeben sich jedoch etwas größere Abweichungen, vor allem deshalb, weil die Auswirkungen der Dehnungsbeschränkung nicht so gut abgedeckt werden, wie bei dem teilweise einbetonierten I-Profil.

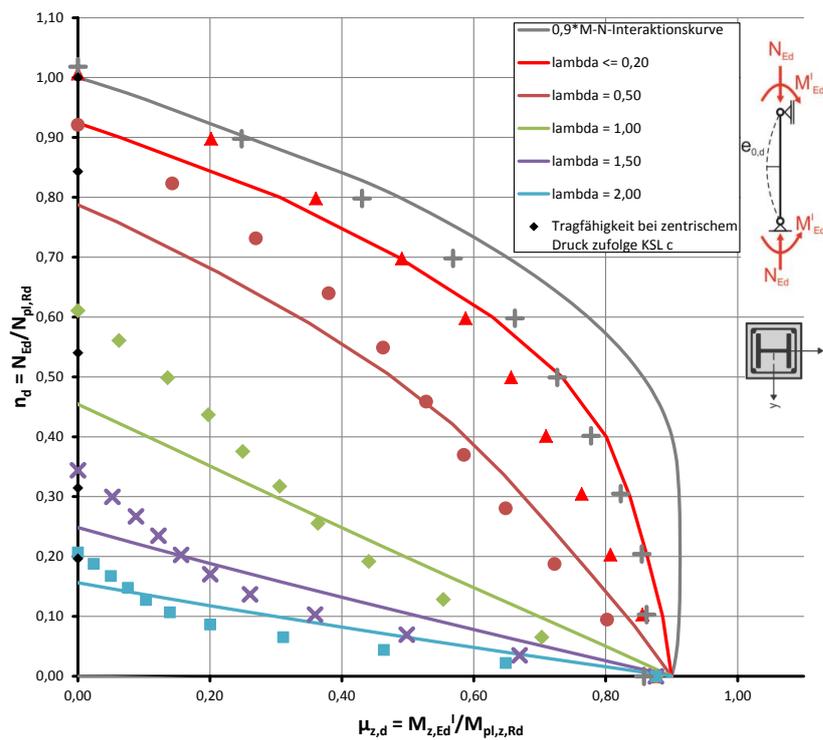


Abbildung 4.14: HEB300-C25/30-S235 – Traglastkurven für Knicken um die z-Achse

Aus den Ergebnissen in Abbildung 4.14 ist wieder zu erkennen, dass die Auswirkungen der Dehnungsbeschränkungen für Knicken um die *z*-Achse im *VBV* nicht ausreichend genau abgedeckt

werden. Entlang der gesamten Interaktionskurve sind große Abweichungen vorhanden. Auch die reine Biegetragfähigkeit, die sich mit dem *VBV* ergibt, kann mit dem *ABV* nicht erreicht werden.

Die Traglastpunkte für zentrische Druckbeanspruchung aus dem *ABV* liegen deutlich höher als die Traglast zufolge der Knickspannungslinie. Im weiteren Verlauf der Traglastkurven fallen die Ergebnisse aus dem *ABV* unter die Kurven des *VBV* ab. Der Hauptgrund dafür sind wieder die Auswirkungen der Dehnungsbeschränkung, was wiederum verdeutlicht, dass für einbetonierte I-Profile zusätzliche Überlegungen zur Festlegung des α_M -Faktors notwendig sind. Generell sind die Abweichungen bei den Traglastkurven deutlich geringer, als bei der Interaktionskurve. Bei zunehmender Schlankheit werden die Abweichungen ebenfalls geringer.

4.6.3. Ausbetonierte quadratische Hohlprofile

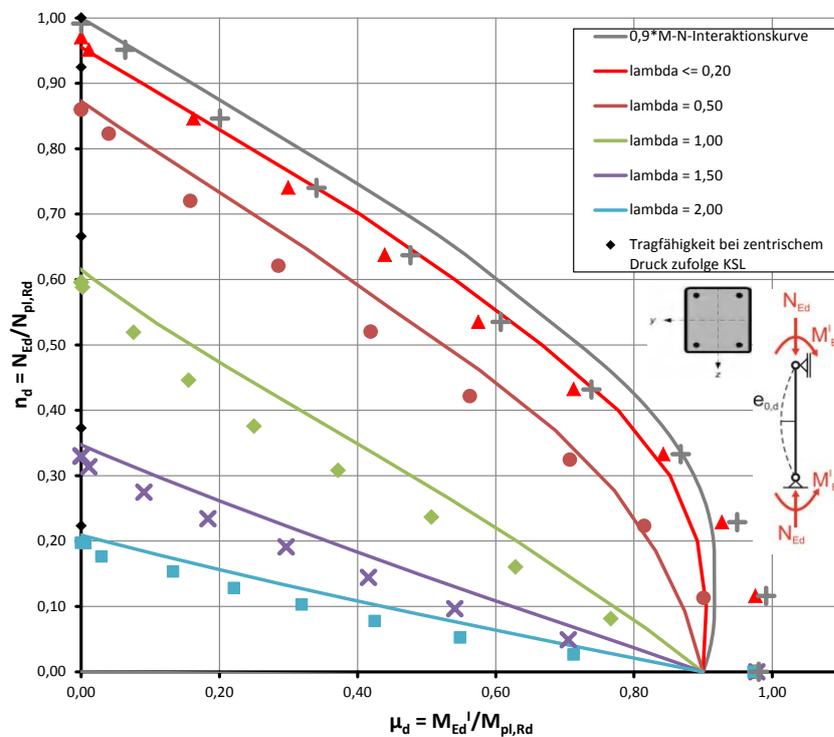


Abbildung 4.15: SHS300x10-C25/30-S235 – Traglastkurven für $\rho_s = 2,1 \%$ ($e_{0,d}$ nach KSL a für *VBV*)

Die dem *VBV* zugrundeliegende Interaktionskurve wird mit dem *ABV* ausreichend genau angenähert. Die Ergebnisse in Abbildung 4.15 zeigen, dass die Auswirkungen der Dehnungsbeschränkungen im *VBV* durch den α_M -Faktor ausreichend genau abgedeckt werden.

Auffällig ist, dass die Ergebnisse des *ABV* für zentrische Druckbeanspruchung deutlich unter den Punkten der Knickspannungslinie zu liegen kommen. Dieser Umstand wurde auch zum Anlass genommen, um die Zuordnung zur Knickspannungslinie a genauer zu untersuchen. Wie der Vergleich ausfällt, wenn man die Berechnung des *VBV* auf Basis der Knickspannungslinie b

anstelle Knickspannungslinie a durchführt ($e_{0,d} = L/200$ anstatt $L/300$), ist in Abbildung 4.16 dargestellt.

Im weiteren Verlauf der Traglastkurven aus dem *VBV* reichen die Ergebnisse des *ABV* nie an diese heran. Dieser Umstand ist auch bei den hohen Schlankeiten noch deutlich zu erkennen, was ein weiterer Hinweis darauf ist, dass im *VBV* eventuell zu kleine Ersatzimperfectionen verwendet wurden. Bei überwiegender Biegebeanspruchung werden mit dem *ABV* höhere Tragfähigkeiten als beim *VBV* erreicht.

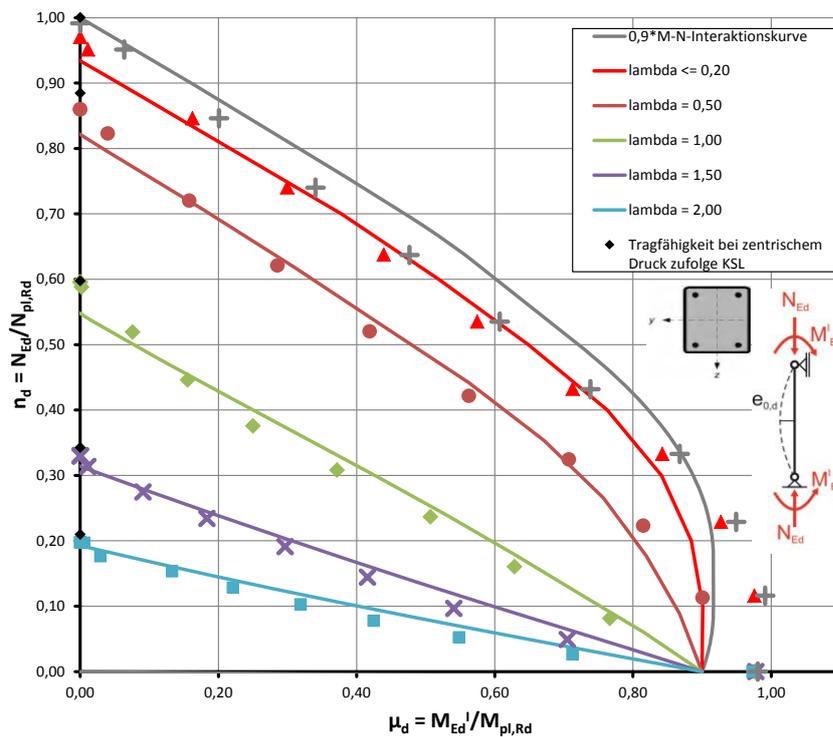


Abbildung 4.16: SHS300x10-C25/30-S235 – Traglastkurven für $\rho_s = 2,1 \%$ ($e_{0,d}$ nach KSL b für VBV)

Durch die Verwendung von Knickspannungslinie b passen sich die Traglastpunkte aus den *ABV* deutlich besser an die Traglastkurven an. Auch die Tragfähigkeit für zentrischen Druck wird besser angenähert, obwohl für die beiden Traglastkurven mit den geringsten Schlankeiten noch immer Abweichungen vorhanden sind.

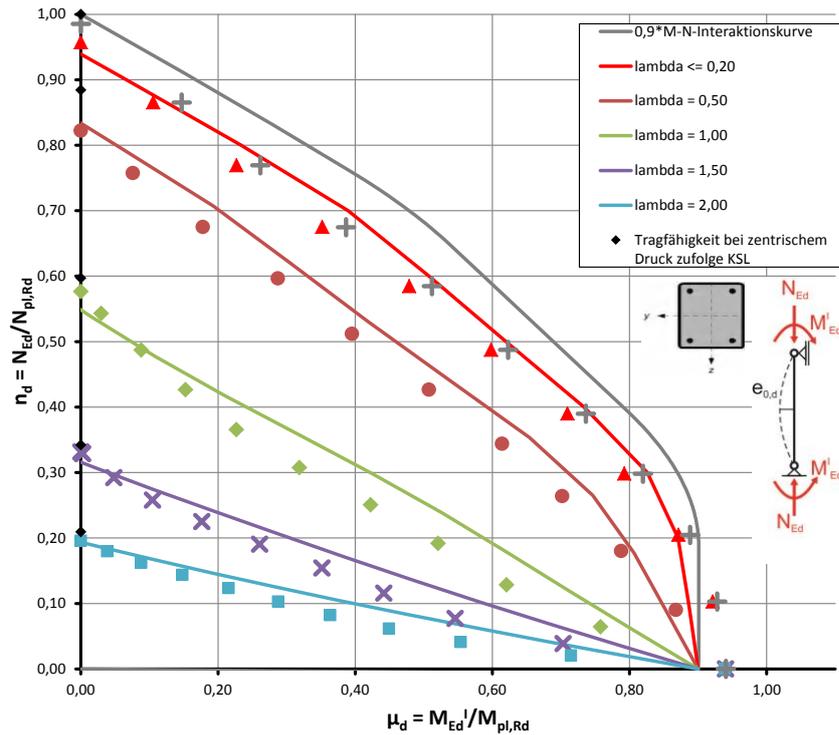


Abbildung 4.17: SHS300x10-C25/30-S235 – Traglastkurven für $\rho_s = 5,7 \%$ ($e_{0,d}$ nach KSL b für VBV)

Wird ein Bewehrungsgrad von $\rho_s = 3 \%$ überschritten, so ist das Hohlprofil laut EN 1994-1-1 der Knickspannungslinie b zuzuordnen. Die Ergebnisse der Berechnung für diesen Fall sind in Abbildung 4.17 enthalten. Die Interaktionskurve wird nicht so gut angenähert, wie bei einem Querschnitt mit geringerem Bewehrungsgehalt. Dieser Umstand ist schon aus den Ergebnissen in Abbildung 3.59 hervorgegangen. Die größeren Abweichungen haben zur Folge, dass auch für diesen Querschnitt an die Auswirkungen der Dehnungsbeschränkung gedacht werden muss.

Obwohl eine schlechtere Knickspannungslinie als beim vorherigen Querschnitt verwendet wird, zeigt sich dasselbe Bild wie zuvor. Die Tragfähigkeit für zentrischen Druck wird für die Schlankheiten $\bar{\lambda} \leq 1,00$ deutlich unterschritten. Für die höheren Schlankheiten hingegen werden sie beinahe erreicht. Auch für diesen Querschnittstyp wird die Zuordnung zur Knickspannungslinie b noch genauer untersucht. Die Ergebnisse unter Verwendung der Knickspannungslinie c (anstelle der Knickspannungslinie b) sind in Abbildung 4.18 dargestellt.

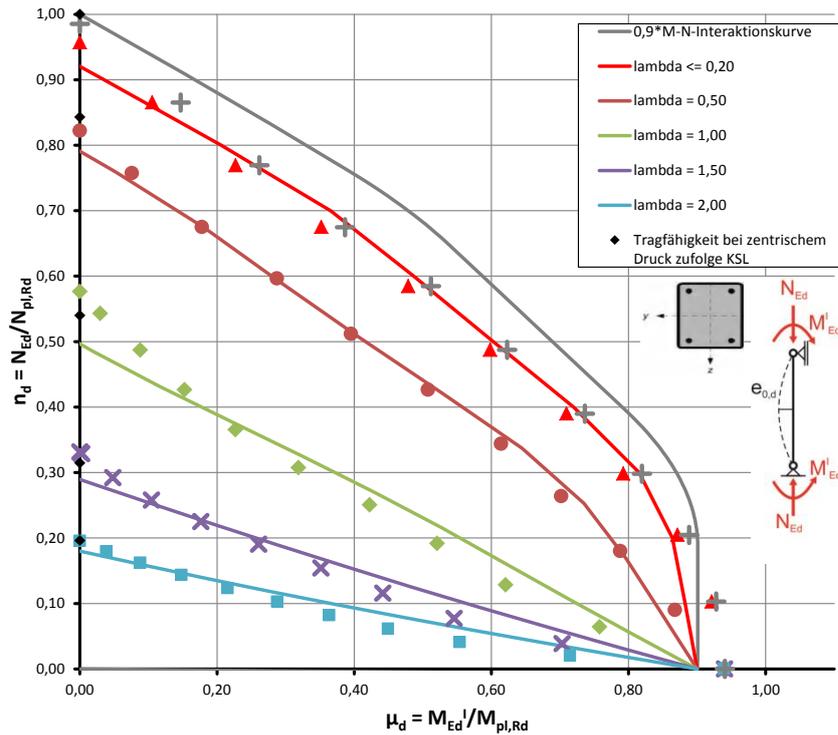


Abbildung 4.18: SHS300x10-C25/30-S235 – Traglastkurven für $\rho_s = 5,7\%$ ($e_{0,d}$ nach KSL c für VBV)

Die vergrößerten Ersatzimperfektionen führen dazu, dass die Traglastkurven aus dem VBV absinken. Durch die Wahl der Knickspannungslinie c stimmen die Ergebnisse der beiden Bemessungsverfahren deutlich besser überein. Auch in Bezug auf die Tragfähigkeit bei zentrischem Druck gibt es Verbesserungen. Für Schlankheiten $\bar{\lambda} \leq 0,50$ wird die Tragfähigkeit, zufolge der Knickspannungslinie noch nicht ganz erreicht. Ab einer Schlankheit $\bar{\lambda} \geq 1,00$ wird sie erreicht oder sogar überschritten.

4.6.4. Ausbetonierte kreisförmige Hohlprofile

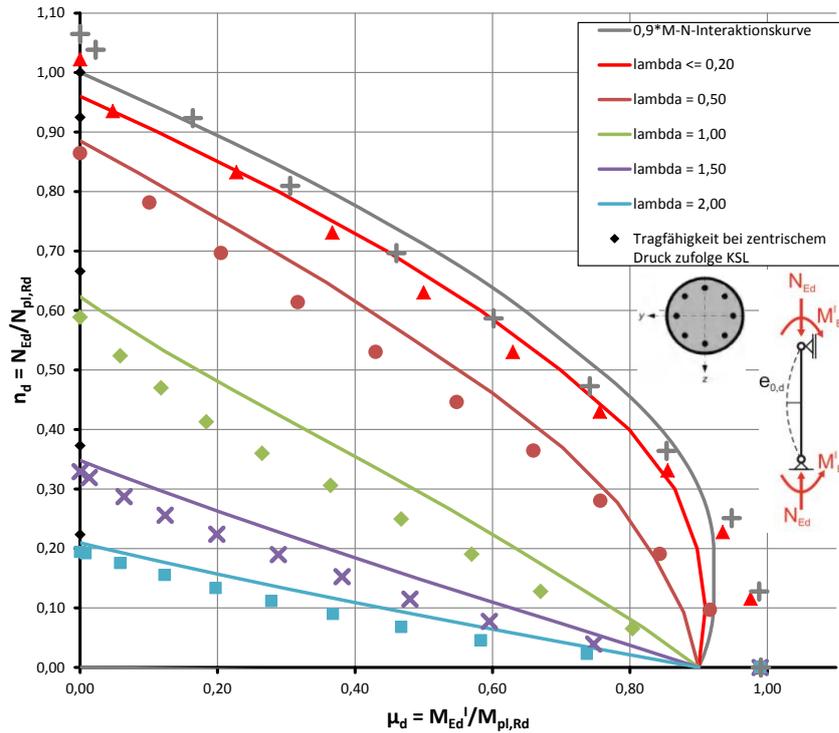


Abbildung 4.19: CHS355,6x10-C25/30-S235 – Traglastkurven für $\rho_s = 1,9\%$ ($e_{0,d}$ nach KSL a für VBV)

Wie Abbildung 4.19 zeigt, wird die Interaktionskurve dieses Querschnitts sehr genau abgebildet. Auffallend ist, dass das ABV für reine Normalkraftbeanspruchung eine größere Tragfähigkeit ergibt, als die vollplastische Interaktionskurve. Obwohl im Betonmodell die Querdehnzahl zu $\nu = 0$ gesetzt wurde, bildet sich ein dreidimensionaler Spannungszustand im Beton aus. Grund dafür ist, dass die Querschnittsteile aus Stahl sich in Querrichtung ausdehnen wollen und der Beton dem entgegen wirkt. Dieser dreidimensionale Spannungszustand erlaubt Betonspannungen, welche größer als f_{cm} sind und somit auch eine größere Tragfähigkeit mit sich bringen.

Die Tragfähigkeiten für zentrischen Druck zufolge des ABV bleiben für Schlankheiten $\bar{\lambda} \geq 0,50$ unter jenen der Knickspannungslinie. Dies ist wiederum ein Hinweis darauf, dass die Zuordnung zur Knickspannungslinie a möglicherweise nicht konservativ ist. Daher werden die Ergebnisse des ABV mit Traglastkurven aus dem VBV verglichen, denen die Knickspannungslinie b (anstelle der Knickspannungslinie a) zugrunde gelegt wurde, siehe Abbildung 4.20.

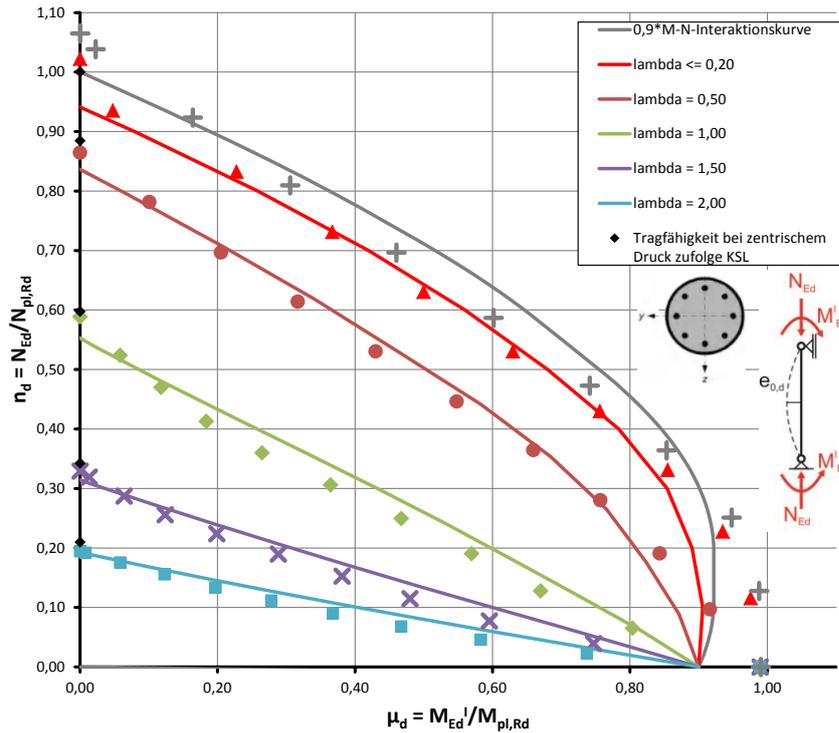


Abbildung 4.20: CHS355,6x10-C25/30-S235 – Traglastkurven für $\rho_s = 1,9\%$ ($e_{0,d}$ nach KSL b für VBV)

Die Verwendung der Knickspannungslinie b anstelle der Knickspannungslinie a ergibt deutliche Verbesserungen für die Ergebnisse des VBV. Die Tragfähigkeiten aus dem ABV reichen nun sehr nahe an jene auf Basis der Knickspannungslinie heran. Über den gesamten Verlauf der Traglastkurven stellt sich eine bessere Annäherung ein. Nur im mittleren Bereich kommt es noch zu geringfügigen Unterschreitungen.

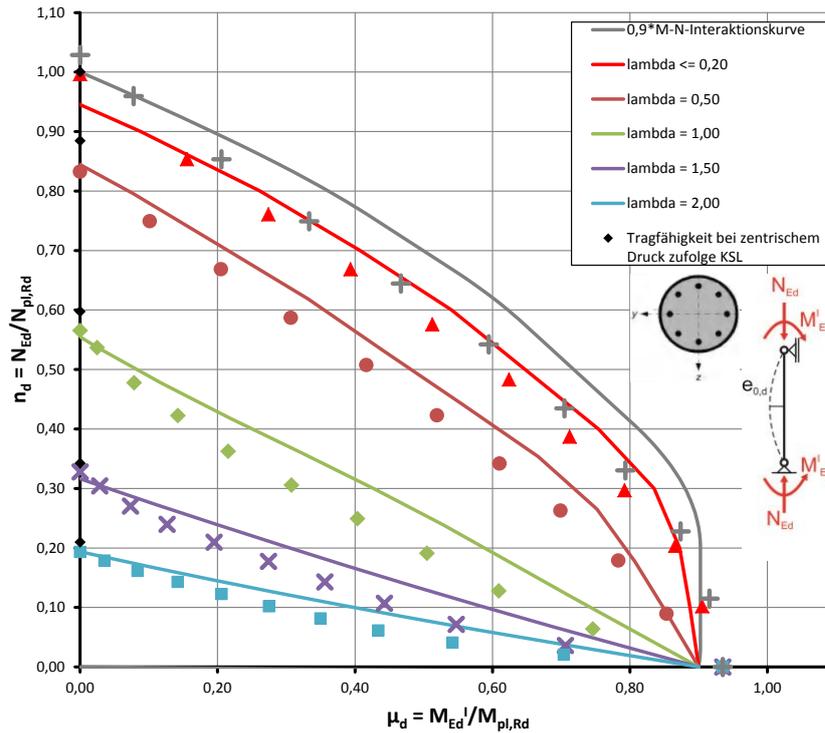


Abbildung 4.21: CHS355,6x10-C25/30-S235 – Traglastkurven für $\rho_s = 5,0 \%$ ($e_{0,d}$ nach KSL b für VBV)

Auch für ausbetonierte kreisförmige Hohlprofile wird eine weitere Berechnung, mit einem höheren Bewehrungsgrad, durchgeführt, siehe Abbildung 4.21. Der vorhandene Bewehrungsgrad liegt über $\rho_s = 3 \%$, was dazu führt, dass der Querschnitt der Knickspannungslinie b zuzuordnen ist. Wie schon zuvor, ergibt das ABV eine höhere Querschnittstragfähigkeit für reine Normalkraftbeanspruchung als das VBV. Der Grund dafür ist wieder der mehrachsige Spannungszustand im Beton. Die Abweichungen zur Interaktionskurve sind etwas größer als bei dem weniger stark bewehrten Querschnitt.

Auf der vertikalen Achse ist zu erkennen, dass die Ergebnisse für Schlankheiten $\bar{\lambda} \geq 1,00$ des ABV nicht die Tragfähigkeiten der Knickspannungslinie erreichen. Weil sich über den gesamten Verlauf der Traglastkurven deutliche Abweichungen zwischen den Ergebnissen der beiden Bemessungsverfahren einstellen, wird auch hier ein zusätzlicher Vergleich auf Basis der Knickspannungslinie c (anstelle der Knickspannungslinie b) durchgeführt.

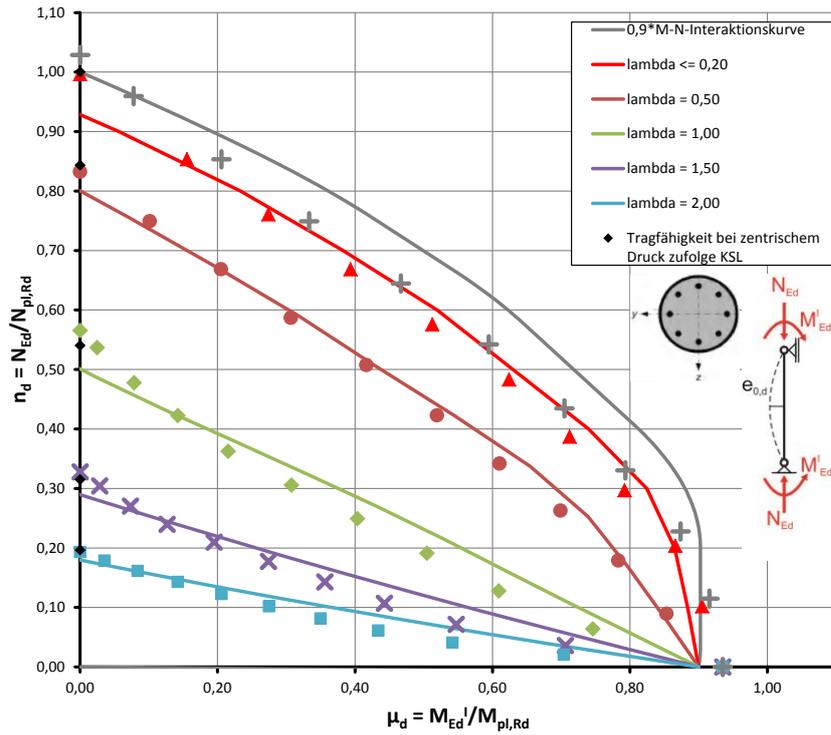


Abbildung 4.22: CHS355,6x10-C25/30-S235 – Traglastkurven für $\rho_s = 5,0\%$ ($e_{0,d}$ nach KSL c für VBV)

Wie zu erwarten war, passen die Traglastkurven aus dem VBV viel besser mit den Ergebnissen des ABV zusammen, wenn die Knickspannungslinie c zugrunde gelegt wird, siehe Abbildung 4.22. Der Verlauf der Traglastkurven wird nun gut angenähert. Ab einer Schlankheit von $\bar{\lambda} \geq 1,00$ werden die Traglastkurven im mittleren Bereich geringfügig unterschritten.

4.6.5. Zuordnung der ausbetonierten Hohlprofile zu den Knickspannungslinien

Der Vergleich der Ergebnisse der beiden Bemessungsverfahren hat gezeigt, dass die Zuordnung der ausbetonierten Hohlprofile zu den Knickspannungslinien nicht immer konservativ ist. Werden sie jedoch um eine Knickspannungslinie tiefer eingestuft, ergeben sich viel bessere Übereinstimmungen. Um diesen Umstand zu verdeutlichen, sind in Abbildung 4.23 und 4.24 die Ergebnisse für planmäßig zentrischen Druck, aus den Abschnitten 4.6.3 und 4.6.4, als Abweichungen von den jeweiligen Knickspannungslinien dargestellt. Zusätzlich wird die mittlere Abweichung ausgewiesen.

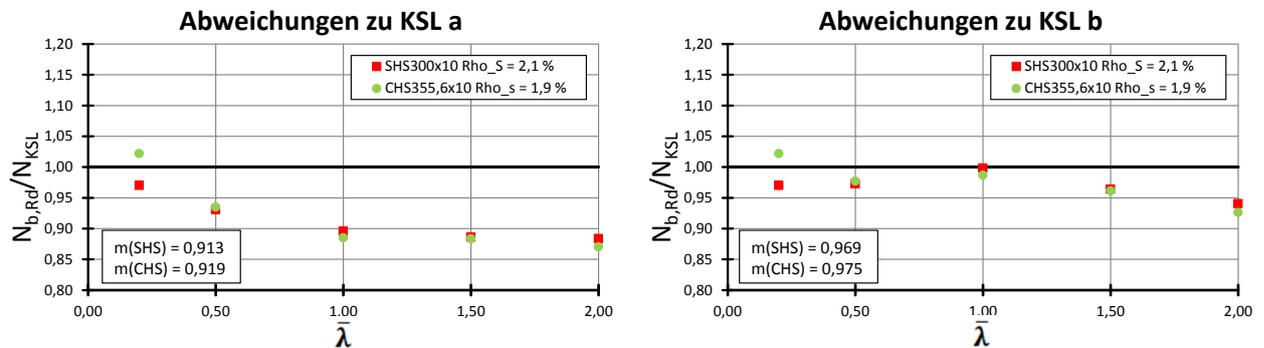


Abbildung 4.23: Abweichung zu den Knickspannungslinie für $\rho_s \leq 3,0\%$

Die Abweichungen zur Knickspannungslinie b fallen deutlich geringer aus, als zur Knickspannungslinie a. Auch der Mittelwerte lässt deutlich geringere Abweichungen erkennen. Die durchschnittliche Abweichung kann von 8 % auf 3% verringert werden.

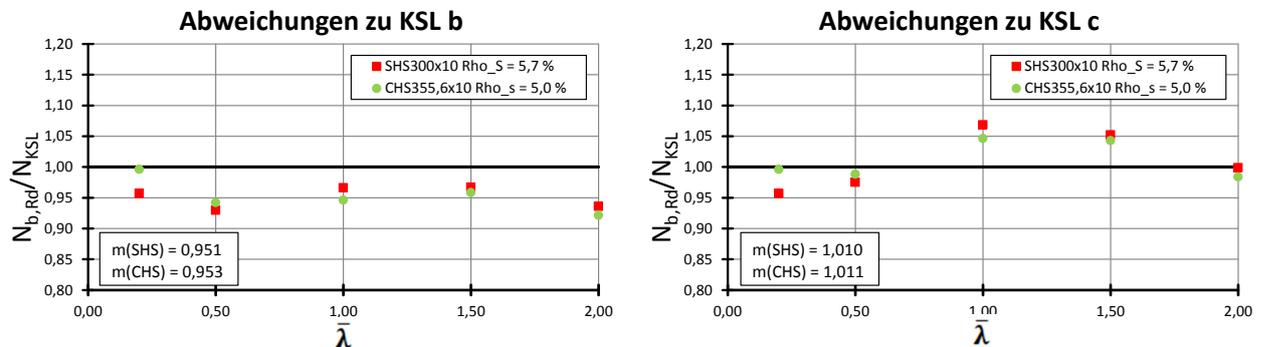


Abbildung 4.24: Abweichung zu den Knickspannungslinie für $\rho_s > 3,0\%$

Nicht ganz so deutlich ist der Umstand bei ausbetonierten Hohlprofilen mit $\rho_s > 3,0 \%$. Die Tragfähigkeit zufolge der Knickspannungslinie b wird um durchschnittlich 5 % unterschritten, sämtliche Punkte liegen tiefer, als es für diese Knickspannungslinie erforderlich wäre. Bei der Knickspannungslinie c zeigen die ersten beiden Punkte, dass die Tragfähigkeit durch die Knickspannungslinie überschätzt wird. Die nachfolgenden Punkte kommen darüber zu liegen. Die durchschnittliche Abweichung kommt auf 1 %, jedoch liegt hier eine Überschreitung vor.

Um eine objektive Aussage über die Zuordnung der ausbetonierten Hohlprofile zu den Knickspannungslinien tätigen zu können, sind jedoch noch umfangreiche Versuche und Berechnungen mit verschiedensten Querschnitten, Materialkombinationen und Bewehrungsgraden erforderlich.

4.7. Erweiterte Spannungs-Dehnungsbeziehung für große plastische Stauchungen

Die Druckfestigkeit des Betons hängt maßgeblich davon ab, ob sich die Querdehnung ungehindert ausbilden kann oder ob sie behindert wird. Im Falle der ungehinderten Querdehnung entstehen Querkzugspannungen, die ohne entsprechende Bügelbewehrung zum Versagen des Betons führen können. Wird die Querdehnung behindert, bilden sich günstige Querdruckspannungen aus, was zu einer Erhöhung der Druckfestigkeit führt. Bei ausbetonierten Hohlprofilen wird die Querdehnung durch das Hohlprofil behindert. Dieser Effekt wird im *Vereinfachten Bemessungsverfahren* hauptsächlich durch den Faktor 1,00 (anstelle von 0,85) bei der Ermittlung der vollplastischen Normalkraft berücksichtigt.

Für eine Schlankheit $\bar{\lambda} \leq 0,50$ und einer Exzentrizität von $\frac{e}{d} \leq 0,10$ gibt es zusätzlich noch die Möglichkeit die Festigkeiten von Beton und Baustahl mit η -Faktoren anzupassen. Dabei wird die rechnerische Tragfähigkeit des Betons zum Teil deutlich erhöht und die des Stahls etwas reduziert (vgl. Abschnitt 2.3.2).

4.7.1. Traglastkurven mit angepasstem Betonmodell

Die Idee hinter diesem Abschnitt steckt darin, dass durch die Behinderung der Querdehnung dem Beton größere Stauchungen in Längsrichtung zugemutet werden können. Zu diesem Zweck wird die Spannungs-Dehnungsbeziehung des Betons für das *Allgemeine Bemessungsverfahren* über die Grenzstauchung $\varepsilon_{cu2} = -3,50 \text{ ‰}$ hinaus verlängert. In CEB-FIP Model Code 1990 (MC90) [17] ist eine solche Spannungs-Dehnungsbeziehung enthalten. Diese wird den Berechnungen in diesem Abschnitt zugrunde gelegt. In Abbildung 4.25 ist diese Spannungs-Dehnungsbeziehung dargestellt. Durch den Wegfall der Dehnungsbeschränkung für den Beton sollte ein größerer Anteil der vorhandenen Stahlfläche plastisch ausgenutzt werden können.

Der Vergleich der beiden Kurven zeigt, dass sich die Spannungs-Dehnungsbeziehung aus EN 1992-1-1 (EC2) und Model Code 1990 (MC90) im Bereich von $|\varepsilon_c| \leq 3,50 \text{ ‰}$ geringfügig voneinander unterscheiden. Die Spannungs-Dehnungsbeziehung aus MC90 bildet den Beton mit einer etwas geringeren Steifigkeit ab.

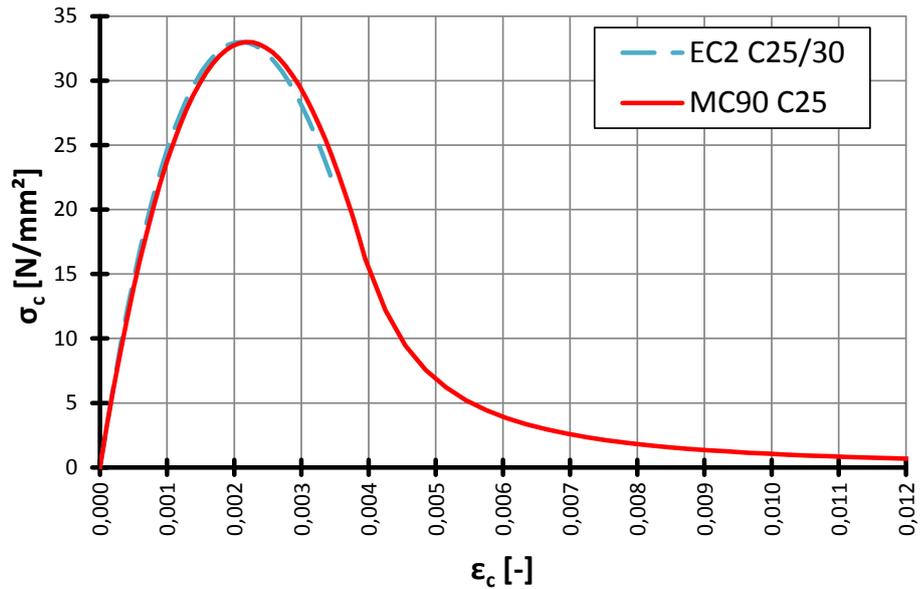


Abbildung 4.25: Vergleich der Spannungs-Dehnungsbeziehungen für Beton

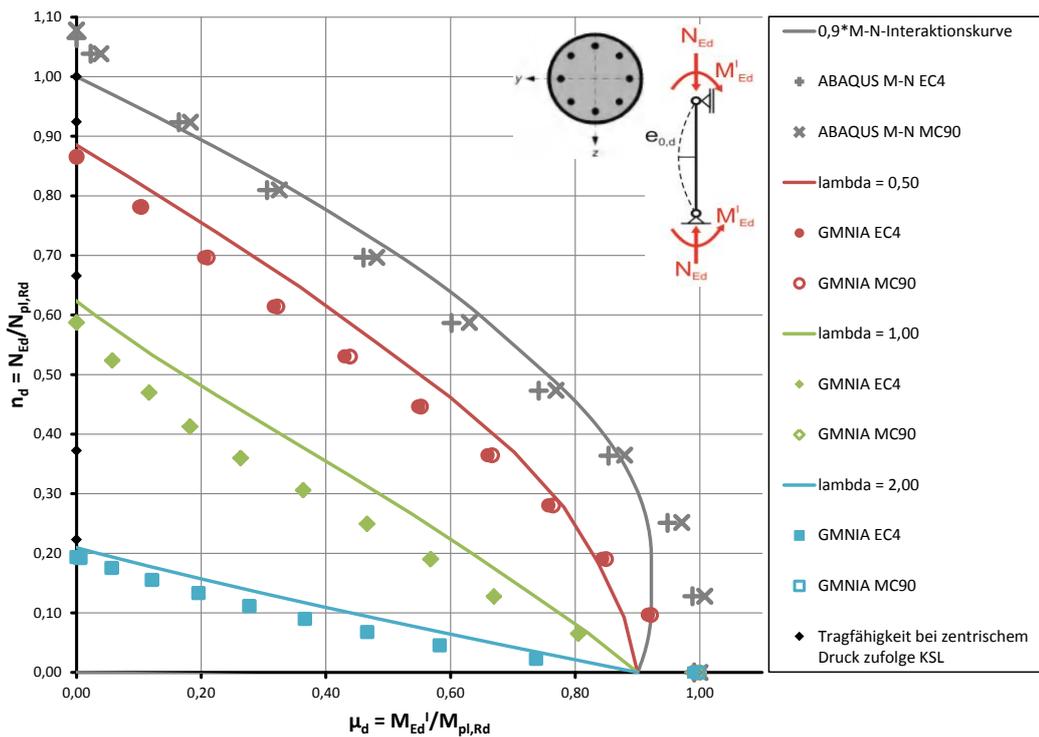


Abbildung 4.26: CHS355,6x10-C25/30-S235 – Traglastkurven für $\rho_s = 1,9 \%$ und $v_c = 0$ ($e_{0,d}$ nach KSL a für VBV)

In Abbildung 4.26 werden die Ergebnisse der Traglastberechnungen nach dem *ABV* unter Verwendung der Spannungs-Dehnungsbeziehungen aus EN 1994-1-1 und MC90 verglichen. Zusätzlich sind wieder die zugehörigen Traglastkurven aus dem *VBV* enthalten. Für die

Querschnittsinteraktionskurve ergeben sich durch die Anwendung der Spannungs-Dehnungsbeziehung aus MC90 erwartungsgemäß höhere Tragfähigkeiten als bei Verwendung der Spannungs-Dehnungsbeziehung aus EN 1994-1-1. Wie bereits vorhin erwähnt wurde, kann ein größerer Stahlanteil plastisch ausgenutzt werden, wodurch die Tragfähigkeit erhöht wird.

Bei der Traglastkurve für $\bar{\lambda} = 0,50$ ist noch eine geringfügige Verbesserung erkennbar, jedoch bereits nicht mehr in dem Ausmaß, wie es noch bei der reinen Querschnittstragfähigkeit der Fall war. Das ist ein Hinweis darauf, dass bereits deutliche Stabilitätseinflüsse vorhanden sind. Bei größeren Schlankheiten wird die Tragfähigkeit maßgeblich durch die Stabilitätseffekte bestimmt, es ist keine Erhöhung der Tragfähigkeit mehr feststellbar.

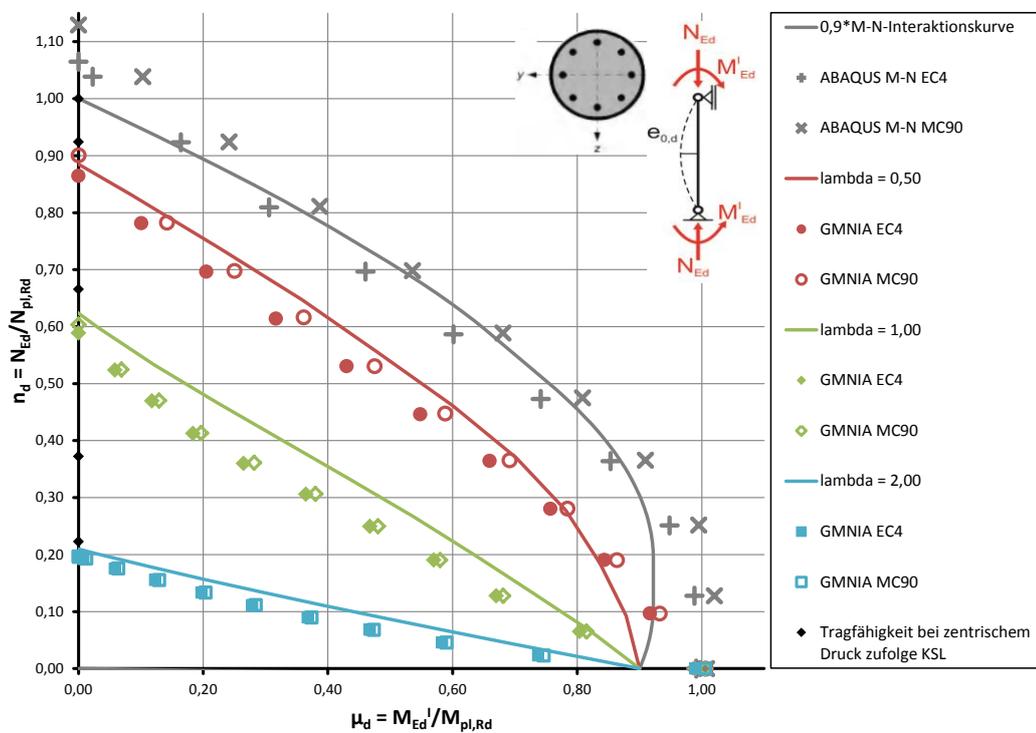


Abbildung 4.27: CHS355,6x10-C25/30-S235 – Traglastkurven für $\rho_s = 1,9 \%$ und $\nu_c = 0,2$ ($e_{0,d}$ nach KSL a für VBV)

Wird zusätzlich zur Spannungs-Dehnungsbeziehung aus dem Model Code 1990 die Querdehnzahl mit $\nu_c = 0,2$ berücksichtigt, kann die Tragfähigkeit weiter gesteigert werden, siehe Abbildung 4.27. Sämtliche Traglastpunkte der Querschnittsinteraktionskurve kommen außerhalb der zulässigen Interaktionskurve des VBV zu liegen.

Für die Traglastkurve der Schlankheit $\bar{\lambda} = 0,50$ ergibt sich eine deutlich bessere Annäherung durch die Ergebnisse des ABV. Auch für die Kurve $\bar{\lambda} = 1,00$ ist noch ein geringer Tragfähigkeitsgewinn zu erkennen. Erst bei einer Schlankheit von $\bar{\lambda} = 2,00$ dominieren die Stabilitätseffekte wieder so stark, dass der günstige Effekt kaum noch zu erkennen ist. Das ist wahrscheinlich der Hauptgrund

dafür, dass in EN 1994-1-1 die Tragfähigkeitserhöhung aufgrund der Umschnürungswirkung durch das Hohlprofil nur bis zu einer Schlankheit $\bar{\lambda} = 0,50$ berücksichtigt werden darf.

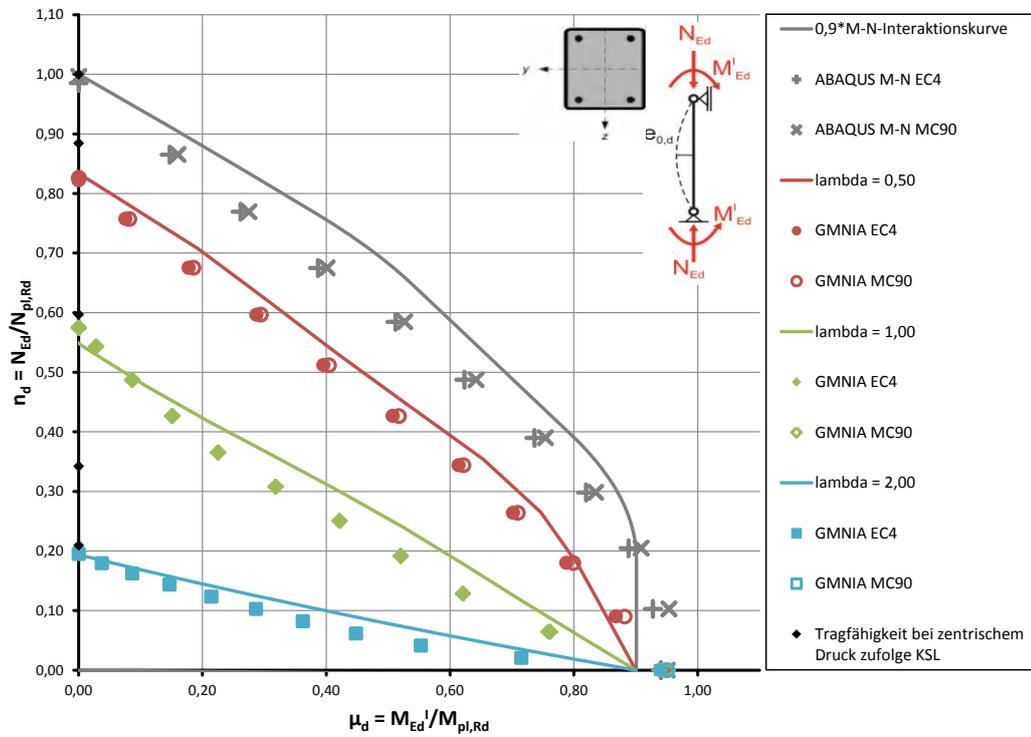


Abbildung 4.28: SHS300x10-C25/30-S235 – Traglastkurven für $\rho_s = 5,7 \%$ und $v_c = 0$ ($e_{0,d}$ nach KSL b für VBV)

Anhand eines quadratischen Hohlprofiles soll gezeigt werden, wie sich einerseits eine andere Querschnittsform und andererseits ein höherer Bewehrungsgehalt auf die Ergebnisse dieses Abschnitts auswirkt. Grundsätzlich zeigt Abbildung 4.28 dasselbe Bild wie vorhin beim kreisförmigen Hohlprofil. Die Erhöhung der reinen Querschnittstragfähigkeit ist so gering, dass sie aufgrund der Stabilitätseinflüsse keinen nennenswerten Tragfähigkeitsgewinn, im Hinblick auf die Traglastkurven, mit sich bringt. Einzig der vorletzte Traglastpunkt der Schlankheit $\bar{\lambda} = 0,50$ zeigt einen etwas größeren Traglastgewinn an. In diesem Punkt ist es durch den Wegfall der Dehnungsbeschränkung möglich, die Bewehrung auf der Druckseite plastisch auszunutzen.

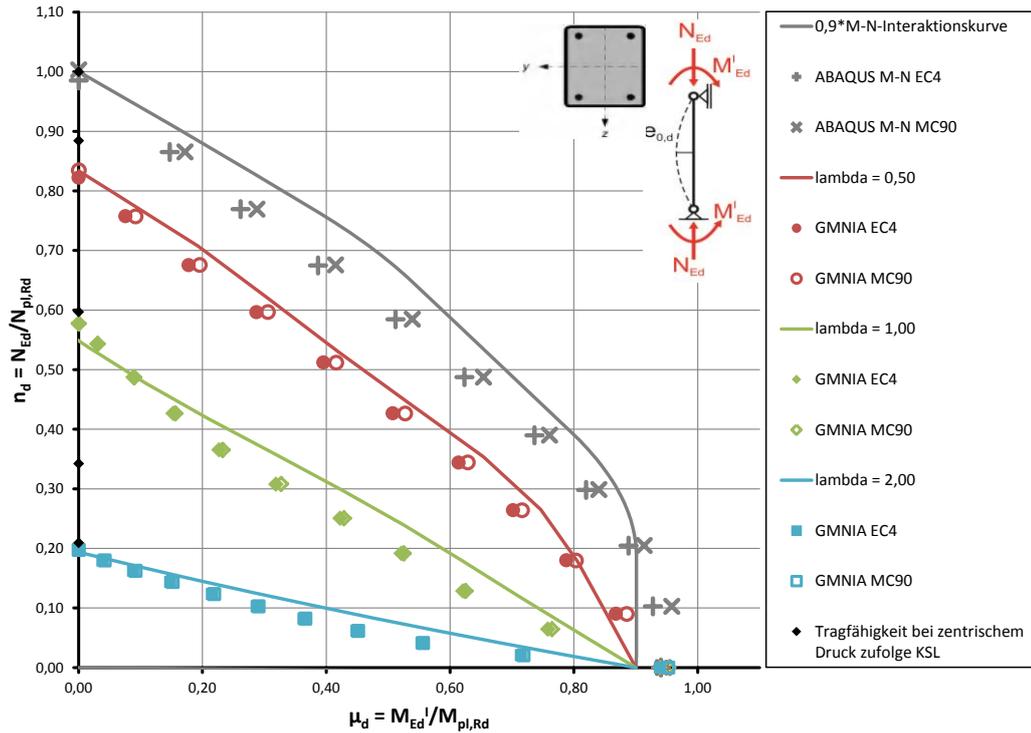


Abbildung 4.29: SHS300x10-C25/30-S235 – Traglastkurven für $\rho_s = 5,7 \%$ und $\nu_c = 0,2$ ($e_{0,d}$ nach KSL b für VBV)

Auch für das quadratische Hohlprofil wird eine Berechnung mit der Querdehnzahl $\nu_c = 0,2$ durchgeführt. Die Ergebnisse in Abbildung 4.29 zeigen, dass sich die Tragfähigkeit zwar erhöht, jedoch in einem viel geringeren Ausmaß als es beim kreisförmigen Hohlprofil der Fall war.

Bei den Ergebnissen für $\bar{\lambda} = 0,50$ ist noch eine gewisse Verbesserung erkennbar, für höhere Schlankheiten ist jedoch kein Unterschied mehr auszumachen. Auf Grund dieses Anwendungsfalls kann die Beschränkung in EN 1994-1-1, wonach der Einfluss der Umschnürungswirkung nur bis zu einer Schlankheit von $\bar{\lambda} = 0,50$ berücksichtigt werden darf, bestätigt werden.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass eine Tragfähigkeitserhöhung erzielt werden kann, wenn für den Beton große plastische Stauchungen, im Sinne einer verlängerten Spannungs-Dehnungsbeziehung, zugelassen werden. Diese Tragfähigkeitssteigerung fällt mit zunehmender Schlankheit jedoch immer geringer aus. Wird zusätzlich noch die Querdehnzahl pauschal mit $\nu_c = 0,2$ berücksichtigt, ergibt sich insbesondere für das ausbetonierte kreisförmige Hohlprofil ein deutlicher Tragfähigkeitsgewinn.

4.7.2. Analytische Bestimmung des Spannungszustandes

Um den Spannungszustand innerhalb der Verbundstütze beschreiben zu können, wird das Hooke'sche Gesetz für den räumlichen Fall benötigt, siehe Gleichung (4.3). In Abbildung 4.30 werden die entsprechenden Bezeichnungen erläutert.

$$\begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{23} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{12} \end{bmatrix} = \frac{E}{1+\nu} \begin{bmatrix} \frac{1-\nu}{1-2\nu} & \frac{\nu}{1-2\nu} & \frac{\nu}{1-2\nu} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{1-2\nu} & \frac{1-\nu}{1-2\nu} & \frac{\nu}{1-2\nu} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{1-2\nu} & \frac{\nu}{1-2\nu} & \frac{1-\nu}{1-2\nu} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{12} \end{bmatrix} \quad (4.3)$$

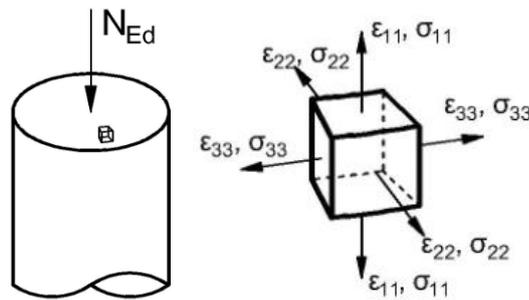


Abbildung 4.30: Bezeichnungen für Spannungen und Dehnungen

Die Gleichungen für die 3 Normalspannungen lauten:

$$\sigma_{11} = \frac{E}{1+\nu} \left[\frac{1-\nu}{1-2\nu} \varepsilon_{11} + \frac{\nu}{1-2\nu} (\varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}) \right] \quad (4.4)$$

$$\sigma_{22} = \frac{E}{1+\nu} \left[\frac{1-\nu}{1-2\nu} \varepsilon_{22} + \frac{\nu}{1-2\nu} (\varepsilon_{11} + \varepsilon_{33}) \right] \quad (4.5)$$

$$\sigma_{33} = \frac{E}{1+\nu} \left[\frac{1-\nu}{1-2\nu} \varepsilon_{33} + \frac{\nu}{1-2\nu} (\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22}) \right] \quad (4.6)$$

Für die weiteren Betrachtungen in diesem Abschnitt wird der Einfachheit halber von einem Kreisquerschnitt ausgegangen. Aufgrund der Symmetrieeigenschaften des Querschnitts muss die Querdehnung in beide Richtungen gleich groß sein. Es gilt $\varepsilon_{\perp} = \varepsilon_{22} = \varepsilon_{33}$ und damit auch $\sigma_{\perp} = \sigma_{22} =$

σ_{33} . Des Weiteren wird $\varepsilon_{\parallel} = \varepsilon_{11}$ und $\sigma_{\parallel} = \sigma_{11}$ verwendet. Somit ergeben sich die Spannungen in Längs- und in Querrichtung zu:

$$\sigma_{\parallel} = \frac{E}{1 + \nu} \left[\frac{1 - \nu}{1 - 2\nu} \varepsilon_{\parallel} + \frac{2\nu}{1 - 2\nu} \varepsilon_{\perp} \right] \quad (4.7)$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{E}{1 + \nu} \left[\frac{\nu}{1 - 2\nu} \varepsilon_{\parallel} + \frac{1}{1 - 2\nu} \varepsilon_{\perp} \right] \quad (4.8)$$

Die verwendeten Bezeichnungen sind in Abbildung 4.31 grafisch dargestellt.

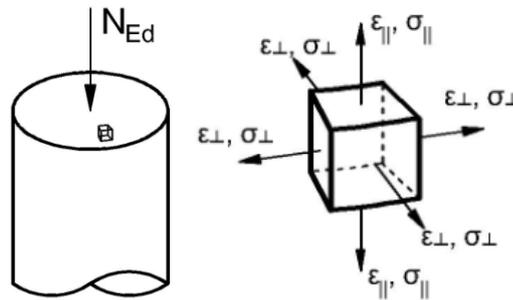


Abbildung 4.31: Bezeichnungen für Spannungen und Dehnungen für den Kreisquerschnitt

Zu Beginn wird eine Abaqus-Berechnung auf ihre Plausibilität überprüft. Wie schon in Abbildung 4.31 angedeutet wurde, wird von einer gelenkig gelagerten Stütze ohne geometrische oder strukturelle Imperfektionen ausgegangen, welche nur eine Normalkraftbeanspruchung erfährt. Für die Plausibilitätskontrolle wird eine niedrige Laststufe für den Vergleich gewählt, in der sich der Beton noch annähernd elastisch verhält.

Materialeigenschaften:

$E_{cm} = 31000 \text{ MPa}$

$E_a = 210000 \text{ MPa}$

$\nu_c = 0,20$

$\nu_a = 0,30$

Ergebnisse der Abaqus-Berechnung:

$\varepsilon_{\parallel} = -0,404 \text{ ‰}$

$\sigma_{c,\parallel} = -11,14 \text{ MPa}$

$\sigma_{a,\parallel} = -85,09 \text{ MPa}$

$\varepsilon_{\perp} = 0,117 \text{ ‰}$

$\sigma_{c,\perp} = 0,06 \text{ MPa}$

$\sigma_{a,\perp} = -0,92 \text{ MPa}$

Überprüfung der Querdehnung:

Für den Fall, dass sich die Querdehnung ungehindert einstellen kann gilt: $\varepsilon_{\perp} = -\nu \cdot \varepsilon_{\parallel}$

$$\varepsilon_{c,\perp} = -0,20 \cdot (-0,404) = 0,081 \text{ ‰} < 0,117 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{a,\perp} = -0,30 \cdot (-0,404) = 0,121 \text{ ‰} \approx 0,117 \text{ ‰}$$

Die Querdehnung des Betons bleibt aufgrund der kleineren Querdehnzahl hinter der Querdehnung des Hohlprofils zurück. Wegen dem starren Verbund wird dem Beton aber die Querdehnung des Hohlprofils aufgezwungen. Da der Beton viel weicher ist als der Stahl, wird die Querdehnung des Hohlprofils nur geringfügig behindert. Es ergeben sich geringe Zugspannungen für den Beton und geringe Druckspannungen im Hohlprofil.

Überprüfung der Spannungen:

$$\sigma_{c,\parallel} = \frac{31000}{1+0,2} \left[\frac{1-0,2}{1-2 \cdot 0,2} (-0,404 \cdot 10^{-3}) + \frac{2 \cdot 0,2}{1-2 \cdot 0,2} 0,117 \cdot 10^{-3} \right] = -11,90 \text{ MPa} \approx -11,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,\perp} = \frac{31000}{1+0,2} \left[\frac{0,2}{1-2 \cdot 0,2} (-0,404) \cdot 10^{-3} + \frac{1}{1-2 \cdot 0,2} 0,117 \cdot 10^{-3} \right] = 1,56 \text{ MPa} > 0,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a,\parallel} = \frac{210000}{1+0,3} \left[\frac{1-0,3}{1-2 \cdot 0,3} (-0,404 \cdot 10^{-3}) + \frac{2 \cdot 0,3}{1-2 \cdot 0,3} 0,117 \cdot 10^{-3} \right] = -85,86 \text{ MPa} \approx -85,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a,\perp} = \frac{210000}{1+0,3} \left[\frac{0,3}{1-2 \cdot 0,3} (-0,404) \cdot 10^{-3} + \frac{1}{1-2 \cdot 0,3} 0,117 \cdot 10^{-3} \right] = -1,70 \text{ MPa} < -0,92 \text{ MPa}$$

Bei den Längsspannungen können die Ergebnisse der Abaqus-Berechnung sehr genau durch die Handrechnung angenähert werden. Bei den Spannungen in Querrichtungen ergeben sich vor allem beim Beton deutliche Abweichungen. Ein möglicher Grund dafür ist, dass sich der Beton bereits geringfügig plastisch verhält. Die Vorzeichen der Spannungen werden jedoch realitätsgetreu wiedergegeben.

Da die Querdehnung des Betons kleiner ist als die des Hohlprofils, muss sich ein Spalt zwischen den beiden Querschnittsteilen ausbilden, wenn der starre Verbund aufgehoben wird. Auch für diesen Fall wird eine Abaqus-Berechnung, deren Ergebnisse in Abbildung 4.32 dargestellt sind, durchgeführt und mit den Gleichungen dieses Abschnitts auf Plausibilität überprüft. Um eine bessere Überprüfbarkeit zu erreichen, werden alle Materialien linear elastisch angesetzt.

Ergebnisse der Abaqus-Berechnung:

$$\begin{array}{lll} \varepsilon_{||} = -3,815 \text{ ‰} & \sigma_{c,||} = -118,21 \text{ MPa} & \sigma_{a,||} = -801,18 \text{ MPa} \\ \varepsilon_{c,\perp} = 0,766 \text{ ‰} & \sigma_{c,\perp} = 0,15 \text{ MPa} & \sigma_{a,\perp} \approx 0 \\ \varepsilon_{a,\perp} = 1,145 \text{ ‰} & & \end{array}$$

Überprüfung der Querdehnung:

$$\begin{array}{l} \varepsilon_{c,\perp} = -0,20 \cdot (-3,815) = 0,763 \text{ ‰} \approx 0,766 \text{ ‰} \\ \varepsilon_{a,\perp} = -0,30 \cdot (-3,815) = 1,145 \text{ ‰} = 1,145 \text{ ‰} \end{array}$$

Überprüfung der Spannungen:

$$\begin{array}{l} \sigma_{c,||} = \frac{31000}{1+0,2} \left[\frac{1-0,2}{1-2 \cdot 0,2} (-3,815 \cdot 10^{-3}) + \frac{2 \cdot 0,2}{1-2 \cdot 0,2} 0,766 \cdot 10^{-3} \right] = -118,21 \text{ MPa} = -118,21 \text{ MPa} \\ \sigma_{c,\perp} = \frac{31000}{1+0,2} \left[\frac{0,2}{1-2 \cdot 0,2} (-3,815) \cdot 10^{-3} + \frac{1}{1-2 \cdot 0,2} 0,766 \cdot 10^{-3} \right] = 0,13 \text{ MPa} \approx 0,15 \text{ MPa} \\ \sigma_{a,||} = \frac{210000}{1+0,3} \left[\frac{1-0,3}{1-2 \cdot 0,3} (-3,815 \cdot 10^{-3}) + \frac{2 \cdot 0,3}{1-2 \cdot 0,3} 1,145 \cdot 10^{-3} \right] = -801,03 \text{ MPa} \approx -801,18 \text{ MPa} \\ \sigma_{a,\perp} = \frac{210000}{1+0,3} \left[\frac{0,3}{1-2 \cdot 0,3} (-3,815) \cdot 10^{-3} + \frac{1}{1-2 \cdot 0,3} 1,145 \cdot 10^{-3} \right] = 0,20 \text{ MPa} > 0 \end{array}$$

Für diesen Fall können die Spannungen in Längs- und in Querrichtung sehr genau nachgeprüft werden. Auch in Querrichtung ergibt sich eine geringere Abweichung zu den Abaqus-Berechnungen als im vorherigen Beispiel, was die Vermutung bestätigt, dass der Beton sich im vorherigen Beispiel schon geringfügig plastisch verhält. Da es sich bei den Ergebnissen für die Querrichtung um sehr kleine Zahlenwerte handelt, kann nicht ausgeschlossen werden, dass es sich bei den vorhandenen Abweichungen nur um Rundungsfehler handelt.

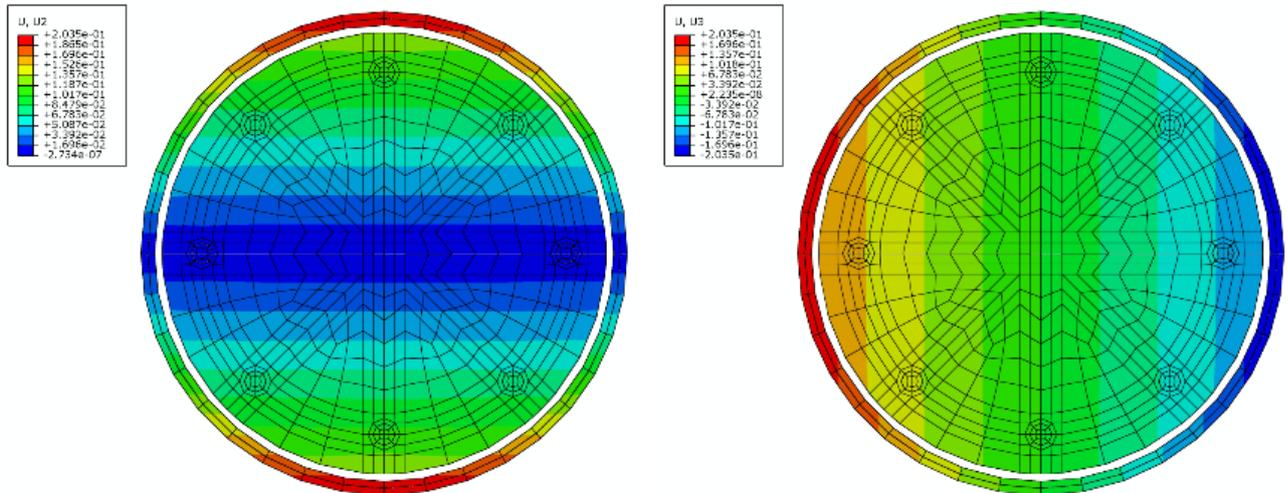


Abbildung 4.32: Auftreten eines Spalts bei rein elastischer Berechnung – N alleine

Aufgrund dieser Ergebnisse muss eigentlich festgehalten werden, dass sich die Umschnürungswirkung des Hohlprofils auf den Beton mit den angesetzten Querdehnraten von $\nu_a = 0,3$ und $\nu_c = 0,2$ nicht einstellen kann. Eine weitere Eigenschaft des Betons ist es jedoch, dass sich bei zunehmender Spannung die Querdehnrzahl ändert. Für Spannungen von mehr als $0,80 f_{ck}$ ist die Querdehnrzahl des Betons größer als die des Baustahls [4]. Dadurch ist sichergestellt, dass sich im Traglastzustand die günstige Umschnürungswirkung ausbilden kann.

4.8. Berücksichtigung von Schwinden und Kriechen

4.8.1. Schwinden

Im Anhang C von EN 1994-1-1 sind Endschwindmaße für Tragwerke des Hochbaus angegeben. Weiters wird im Normtext darauf hingewiesen, dass mit dem Ansatz von Endschwindmaßen laut EN 1992-1-1 die Auswirkungen von Schwinden bei der Berechnung von Verbundtragwerken überschätzt werden könnten. In Tabelle 4.3 sind die Endschwindmaße zufolge EN 1994-1-1 und EN 1992-1-1 für Innenbauteile aus C25/30 gegenübergestellt. Der Vergleich zeigt die deutlich größeren Endschwindmaße zufolge EN 1992-1-1, vor allem für die ausbetonierten Hohlprofile. Den Berechnungen in diesem Abschnitt werden die Endschwindmaße nach EN 1994-1-1 zugrunde gelegt.

	EN 1994-1-1	EN 1992-1-1
Teilweise einbetonierte I-Profilе (HEA220)	0,325 ‰	0,514 ‰
Vollständig einbetonierte I-Profilе (HEB300)	0,325 ‰	0,457 ‰
Ausbetonierte quadratische Hohlprofile (SHS 300x10)	0,200 ‰	0,515 ‰
Ausbetonierte kreisförmige Hohlprofile (CHS 355,6x10)	0,200 ‰	0,519 ‰

Tabelle 4.3: Gegenüberstellung der Endschwindmaße nach EN 1994-1-1 und EN 1992-1-1 für Beton C25/30

Die Endschwindmaße können mit Hilfe des Beton E-Moduls in Spannungen umgerechnet werden. Diese Spannungen werden als Eigenspannungszustand des Betons interpretiert und auf diese Weise in der Berechnung berücksichtigt.

4.8.2. Kriechen

Die Berücksichtigung von Kriechen erfolgt hier durch die Reduzierung des Beton E-Moduls gemäß Gleichung (2.14). Diese prinzipielle Vorgehensweise ist in Abbildung 4.33 grafisch dargestellt. Die elastische Stauchung ε_{el} des Betons wird bei gleichbleibender Spannung durch den Kriecheinfluss um $(N_{G,Ed} / N_{Ed}) \cdot \varphi \cdot \varepsilon_{el}$ vergrößert.

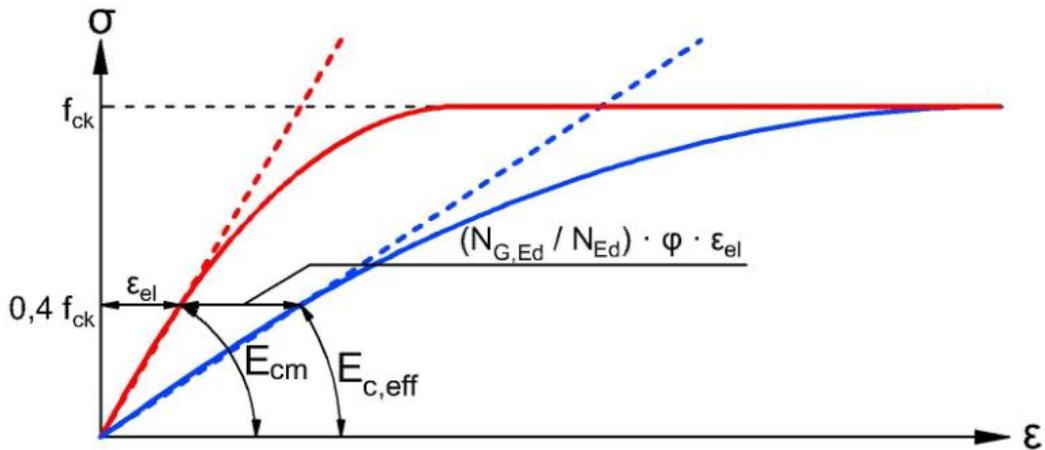


Abbildung 4.33: Reduzierung des Beton E-Moduls infolge Kriechen

Das Verhältnis von $\frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}}$ wird für die nachfolgenden Betrachtungen mit 0,60 angenommen. Die Bestimmung der Endkriechzahlen ist in Abschnitt 3 enthalten, die Endkriechzahlen sind in Tabelle 4.4 nochmals zusammengestellt.

	φ bzw. φ_{eff}
Teilweise einbetonierte I-Profile (HEA220)	2,80
Vollständig einbetonierte I-Profile (HEB300)	2,60
Ausbetonierte quadratische Hohlprofile (SHS 300x10)	0,68
Ausbetonierte kreisförmige Hohlprofile (CHS 355,6x10)	0,70

Tabelle 4.4: Zusammenstellung der verwendeten Endkriechzahlen

Da die nichtlineare Spannungs-Dehnungsbeziehung von Beton über den E-Modul definiert ist, ist es erforderlich diese für $E_{c,eff}$ neu zu bestimmen. Die Auswertung der Beziehung aus Abbildung 2.2 liefert für kleine Werte von E_{cm} teilweise unbrauchbare Ergebnisse. Aus diesem Grund wird, für das Hohlprofil, der abfallende Ast durch eine Parabel 3. Ordnung ersetzt. Beim I-Profil ergibt sich für E_{cm} ein so geringer Wert, dass die angegebene Beziehung überhaupt keine sinnvollen Werte mehr liefert. Um zumindest die Steifigkeit des Betons zutreffend wiedergeben zu können, wird die Spannungs-Dehnungsbeziehung durch einen linearen Bereich bis f_{cm} , anschließend einem kurzen Plateau und einen abfallenden Ast als Parabel 3. Ordnung, ersetzt. Die verwendeten Spannungs-Dehnungsbeziehungen sind in Abbildung 4.34 dargestellt.

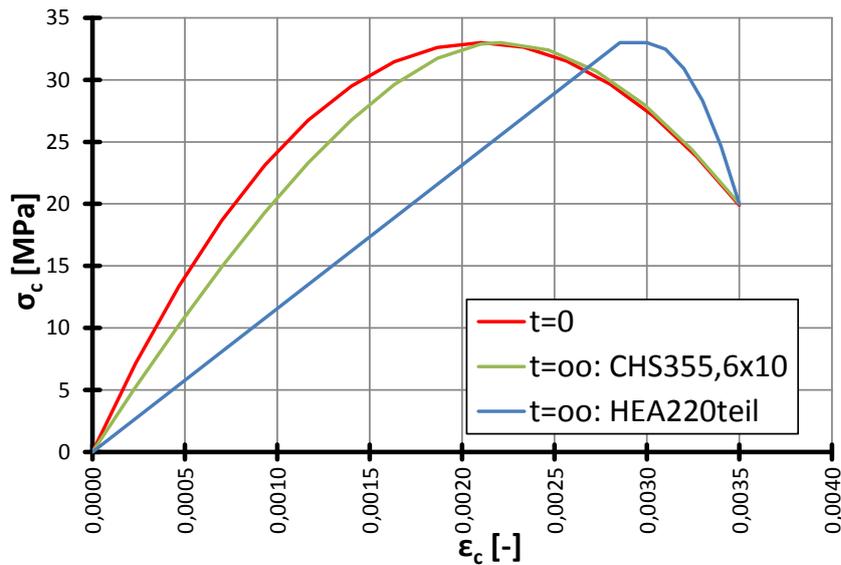


Abbildung 4.34: Vergleich der Spannungs-Dehnungsbeziehung für $t = 0$ und $t = \infty$ bei zwei verschiedenen Querschnitten

Anhand eines Beispiels soll nun die oben dargestellte Vorgehensweise zur Berücksichtigung von Schwinden und Kriechen überprüft werden. Zu diesem Zweck werden die Ergebnisse der Handrechnung den Abaqus-Ergebnissen gegenübergestellt. Es wird von einem ausbetonierten kreisförmigen Hohlprofil (CHS 355,6x10) mit einem Bewehrungsgehalt $\rho_s = 1,9 \%$ ausgegangen. Vereinfachend wird für die Handrechnung $E_a = E_s = 210000 \text{ MPa}$ angenommen.

$$A_c = 868,5 \text{ cm}^2$$

$$E_{cm} = 31000 \text{ MPa}$$

$$\frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} = 0,60$$

$$A_s = 16,1 \text{ cm}^2$$

$$\varphi_{eff} = 0,70$$

$$E_a = E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$A_a = 108,6 \text{ cm}^2$$

$$\varepsilon_{cs} = 0,200 \text{ ‰}$$

Bestimmung des effektiven Beton E-Moduls (C25/30):

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + \frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \varphi} = 31000 \frac{1}{1 + 0,60 \cdot 0,70} = 21831 \text{ MPa}$$

Umrechnung des Endschwindmaßes in eine Betondehnung / Schwindkraft:

$$\sigma_{cs} = E_{c,eff} \cdot \varepsilon_{cs} = 21831 \cdot 0,200 \cdot 10^{-3} = 4,366 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ (zur Eingabe in Abaqus v6.13)}$$

$$N_{cs} = -\sigma_{cs} A_c = -4,366 \cdot 868,5 \cdot 10^2 = -379187 \text{ N}$$

n-Ziffer und ideale Querschnittsfläche:

$$n = \frac{E_a}{E_{c,eff}} = \frac{210000}{21831} = 9,62$$

$$A_i = A_a + A_s + \frac{A_c}{n} = 108,6 + 16,1 + \frac{868,5}{9,62} = 215 \text{ cm}^2$$

Ermittlungen der endgültigen Spannungen im Verbundquerschnitt:

$$\sigma_c = \sigma_{cs} - \frac{N_{cs}}{A_i \cdot n} = 4,366 - \frac{379187}{215 \cdot 10^2 \cdot 9,62} = 2,53 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_a = \sigma_s = -\frac{N_{cs}}{A_i} = -\frac{379187}{215 \cdot 10^2} = -17,64 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Die Ergebnisse der Handrechnung werden nun den Ergebnissen der Abaqus-Berechnung aus Abbildung 4.35 gegenübergestellt.

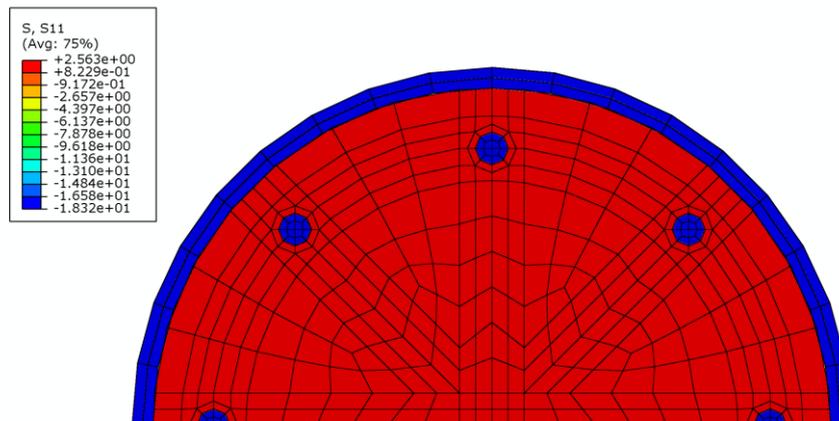


Abbildung 4.35: CHS355,6x10-C25/30-S235 – Spannungsverteilung im Verbundquerschnitt zufolge Schwinden

Vergleich mit den Abaqus-Ergebnissen:

$$\sigma_{c,Abaqus} = 2,56 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cong 1,01 \sigma_c$$

$$\sigma_{a,Abaqus} = -18,32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cong 1,05 \sigma_a$$

Der Vergleich zeigt, dass die Abaqus-Ergebnisse durch die einfache Handrechnung sehr gut angenähert werden können.

Als zweiter Querschnitt wurde für die Berechnungen im nächsten Abschnitt ein teilweise einbetoniertes I-Profil gewählt. Für diesen Querschnitt sind eine höhere Kriechzahl und ein höheres Endschwindmaß anzusetzen. Dieser Umstand führt dazu, dass zufolge Schwinden bereits die

mittlere Zugfestigkeit des Betons überschritten wird. Um numerische Probleme in der Berechnung zu vermeiden, wird gleichzeitig mit der Schwindbeanspruchung vorweg schon eine Druckkraft von 100 kN aufgebracht, um sicherzustellen, dass der Beton zufolge Schwinden nicht frühzeitig aufreißt.

4.8.3. Traglastkurven unter Berücksichtigung von Langzeiteffekten

In diesem Abschnitt sind die Ergebnisse der Traglastberechnungen enthalten, bei denen Langzeiteffekte berücksichtigt wurden. Zum Vergleich sind in den Abbildungen auch jene Traglastkurven und Traglastpunkte enthalten, die ohne Langzeiteffekte ermittelt wurden.

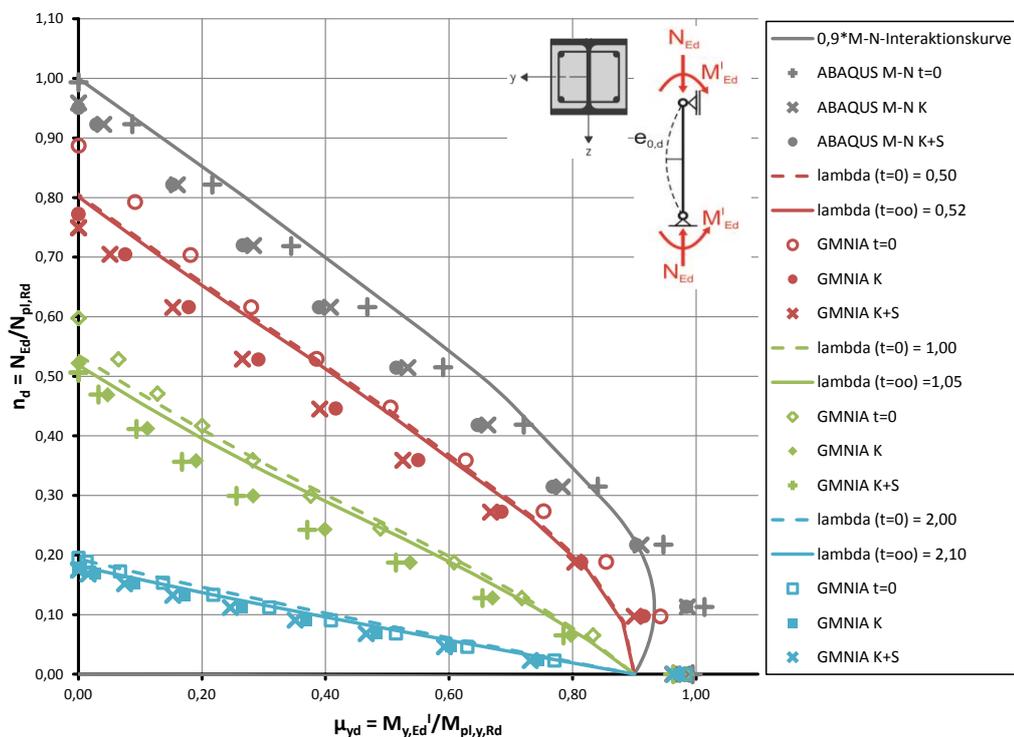


Abbildung 4.36: HEA220-C25/30-S235 – Traglastkurven für Knicken um die y-Achse

In Abbildung 4.36 sind die Ergebnisse der Traglastberechnungen, für ein teilweise einbetoniertes I-Profil mit einer Biegebeanspruchung um die starke Achse, enthalten. Als Erstes fällt auf, dass sich die Berücksichtigung von Langzeiteffekten auch auf die reine Querschnittstragfähigkeit auswirkt. Während im *VBV* immer von der vollplastischen Interaktionskurve ausgegangen wird, zeigt sich, dass die Berücksichtigung von Schwinden und Kriechen geringere Querschnittstragfähigkeiten mit sich bringt. Infolge von Kriechen nehmen die Stauchungen bei gleichbleibender Belastung zu (vgl. Abbildung 4.37). Da sich die Grenzstauchung des Betons nicht verändert, stellt sich eine geringere Krümmung ein. Eine geringere Krümmung bedeutet wiederum, dass der Querschnitt weniger

Moment aufnehmen kann. Auch Schwinden führt vorweg zu einer zentrischen Stauchung des Verbundquerschnitts, welche geringere Krümmungen nach sich zieht.

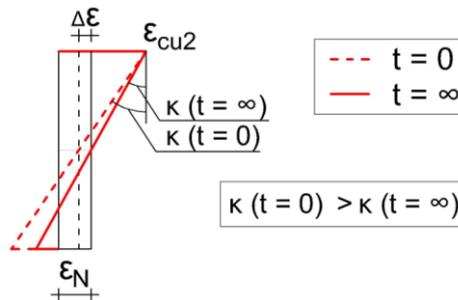


Abbildung 4.37: Einfluss von Kriechen auf die Dehnungsebene

Die geringeren Dehnungen auf der Zugseite führen dazu, dass der Flansch nicht mehr vollständig ausgenutzt werden kann. Dies führt zu einem deutlich erkennbaren Tragfähigkeitsverlust.

Die Berücksichtigung von Langzeiteffekten erfolgt beim *VBV* nur durch die Anpassung des E-Moduls des Betons. Die geringere Steifigkeit führt dazu, dass man für dieselbe Stütze eine größere Schlankheit erhält (Abnahme von N_{cr}). Für die Berechnungen nach dem *ABV* werden für die Vergleichsrechnung jene Stützenlängen verwendet, welche sich für die jeweilige Schlankheit ohne Einfluss von Langzeiteffekten ergeben. Bei den Traglastkurven nach dem *VBV* ist zudem die tatsächlich vorhandene Schlankheit angeführt.

Die Ergebnisse zeigen, dass die Berücksichtigung von Langzeiteffekten im *VBV* nur eine geringe Verschlechterung mit sich bringt. Die Langzeiteffekte haben auf die Interaktionskurve überhaupt keinen Einfluss.

Das *ABV* liefert deutlich größere Unterschiede in den Ergebnissen. Die Tragfähigkeit nimmt viel stärker ab, als es die Ergebnisse des *VBV* vermuten lassen. Hauptgrund dafür ist die größere Verformung aufgrund der geringeren Steifigkeit des Betons. Die Berücksichtigung von Schwinden bringt eine weitere Traglastreduktion mit sich, jedoch nur noch in einem geringfügigen Ausmaß. Bei zunehmender Schlankheit werden die Unterschiede zwischen den Ergebnissen mit oder ohne Berücksichtigung von Langzeiteinflüssen immer geringer.

Die Reduktion der Tragfähigkeit aufgrund von Langzeiteffekten wird durch das *VBV* für diesen Anwendungsfall, im Vergleich zum *ABV*, nicht ausreichend abgebildet. Jedoch ist anzumerken, dass auch bei den Berechnungen nach dem *ABV* das Kriechen des Betons nur vereinfacht über eine pauschale Abminderung der Steifigkeit des Betons berücksichtigt worden ist.

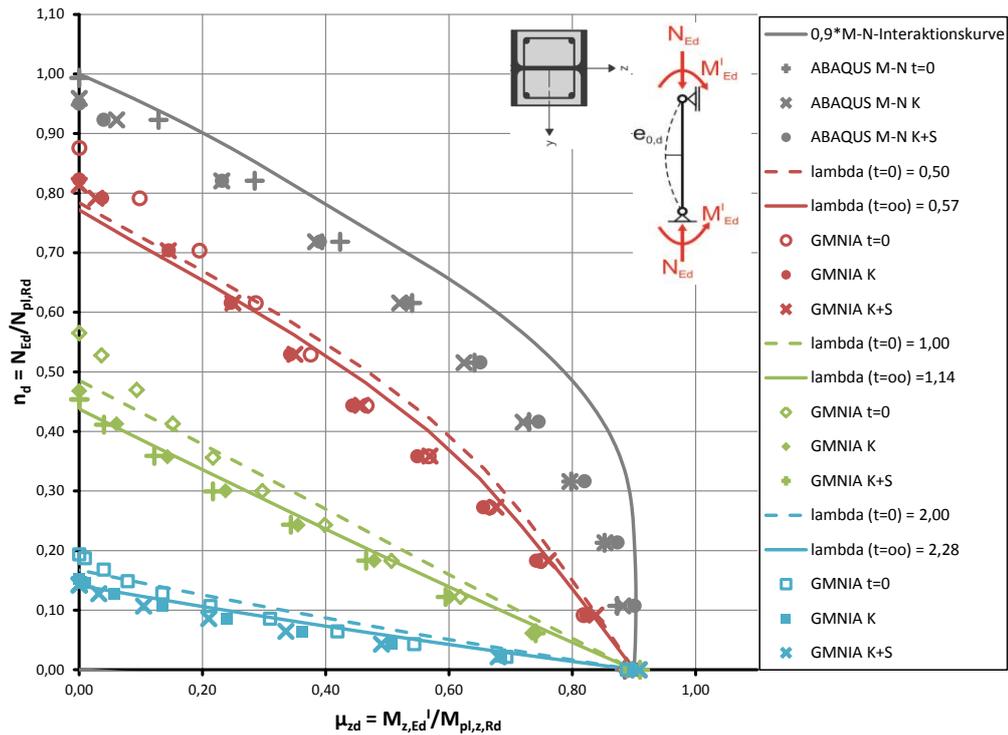


Abbildung 4.38: HEA220-C25/30-S235 – Traglastkurven für Knicken um die z-Achse

Wie in Abbildung 4.38 zu erkennen ist, fallen die Auswirkungen auf die Interaktionskurve für Knicken um die z-Achse wesentlich geringer aus. Im Unterschied zur Biegung um die y-Achse ist hier nicht der gesamte Flansch von der geringeren Dehnung betroffen. Die größten Unterschiede liegen im Bereich großer Normalkräfte.

Die Unterschiede zwischen den beiden Traglastkurven aus dem VBV fallen, im Vergleich zur Beanspruchung um die starke Achse, etwas größer aus. Grund dafür ist, dass der Anteil des Betons an der Steifigkeit um die schwache Achse größer ist, als um die starke Achse. Daher reagieren die Kurven auch empfindlicher auf eine Abminderung des Beton E-Moduls.

Für diesen Fall ergibt sich auch eine relativ gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen des ABV und der Traglastkurve aus dem VBV. Das ist darauf zurückzuführen, dass die Interaktionskurve generell nicht so stark beeinflusst wird, wie bei den anderen Fällen.

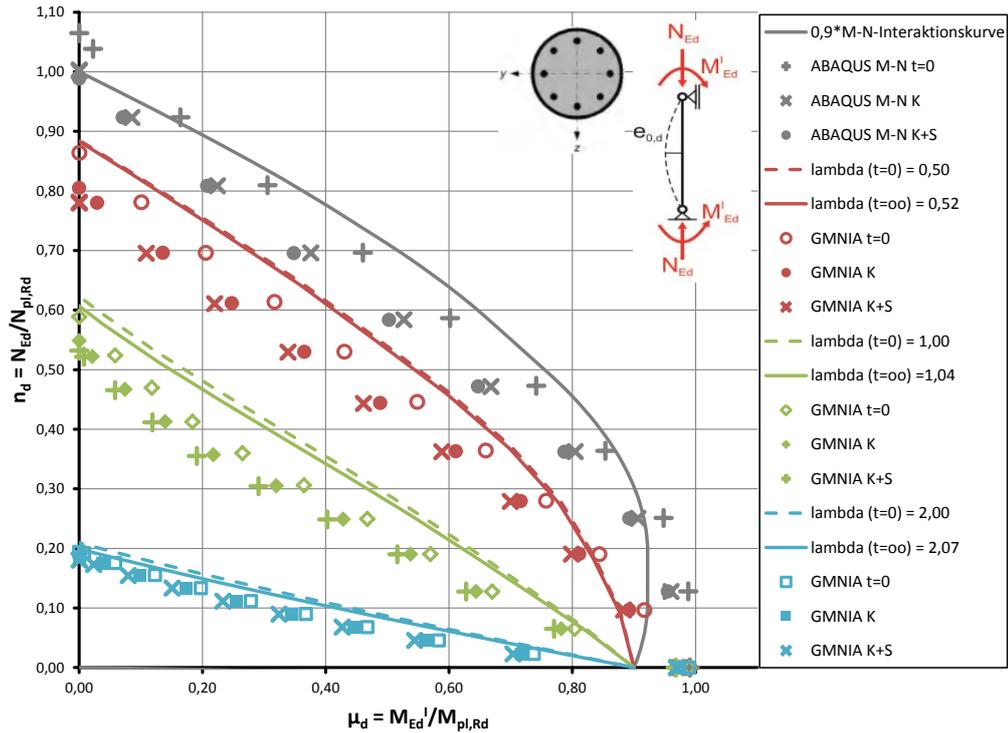


Abbildung 4.39: CHS255,6x10-C25/30-S235 – Traglastkurven für $\rho_s = 1,9 \%$ ($e_{0,d}$ nach KSL a für VBV)

Die Ergebnisse der Berechnungen für ein ausbetoniertes kreisförmiges Hohlprofil sind in Abbildung 4.39 dargestellt. Obwohl die Endkriechzahl für das ausbetonierte kreisförmige Hohlprofil deutlich geringer ist, als für das teilweise einbetonierte I-Profil, ergeben sich bei der Querschnittsinteraktion Abweichungen in derselben Größenordnung wie beim teilweise einbetonierte I-Profil um die starke Achse. Die Berücksichtigung von Langzeiteffekten führt dazu, dass ein großer Anteil des Hohlprofils auf der Zugseite nicht mehr plastisch ausgenutzt werden kann.

Bei den Traglastkurven des VBV ist kaum ein Unterschied zu erkennen, ob Langzeiteffekte berücksichtigt wurden oder nicht. Die Kurven sind beinahe deckungsgleich. Nicht zuletzt auch aufgrund der geringen Kriechzahl, die für diesen Querschnitt zu berücksichtigen ist.

Sämtliche Traglastpunkte des ABV kommen deutlich unter den zugehörigen Traglastkurven des VBV zu liegen. Auch für diesen Querschnitt wird der Einfluss dieser Langzeiteffekte im VBV deutlich unterschätzt.

Um zu überprüfen ob die Vereinfachungen, die rund um die Spannungs-Dehnungsbeziehungen und um die Erfassung des Kriecheinflusses gemacht wurden, auch der Realität entsprechen, ist ein Vergleich der Berechnungsergebnisse mit Versuchsergebnissen notwendig. Da im Rahmen dieser Arbeit jedoch keine Versuchsergebnisse vorliegen, ist die Aussagekraft dieses Abschnitts etwas

eingeschränkt. Es kann lediglich darauf hingewiesen werden, dass der Einfluss von Schwinden und Kriechen auf die Tragfähigkeit von Verbundstützen im *VBV* unter Umständen nicht ausreichend genau abgebildet wird.

4.9. Diskrete Rissmodellierung

Die Rissbildung des Betons wurde im Berechnungsmodell bisher durch eine lineare Abnahme der Zugspannungen, nach Überschreiten der Zugfestigkeit, abgebildet. Die Definition des Verhaltens des Betons auf Zug ist auch deshalb erforderlich, um numerische Probleme zu vermeiden, die durch den Ausfall einzelner Elemente entstehen können. Die geringe Steifigkeit im *post-failure*-Bereich führt dazu, dass große Dehnungen im Beton entstehen und die Risse sozusagen über den gesamten Betonkörper verschmiert werden.

In diesem Abschnitt wird versucht tatsächliche Risse im Modell zu berücksichtigen. Zu diesem Zweck wird der Betonkörper in kurze Abschnitte unterteilt. Die Länge dieser Abschnitte entspricht dem maximalen Rissabstand zufolge EN 1992-1-1.

Wirkungsbereich der Bewehrung:

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,ef} \quad \text{mit: } h_{c,ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5(h-d) \\ h/2 \\ (h-x''/3) \end{array} \right\} \quad (4.9)$$

Maximaler Rissabstand nach ÖNORM B 1992-1-1 [18]:

$$s_{r,max} = \frac{\phi}{3,6 \rho_{p,eff}} \leq \frac{\sigma_s \phi}{3,6 f_{ct,eff}} \quad (4.10)$$

mit: ϕ ... Stabdurchmesser

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 A_p}{A_{c,eff}} \rightarrow \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (A_p = 0)$$

σ_s ... *Stahlspannung nach der Rissbildung*

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$ (*Rissbildung erst nach 28d*)

A_s ... *Querschnittsfläche der Betonstahlbewehrung*

A_p ... *Querschnittsfläche der Spannglieder*

ξ_1 ... *gewichtetes Verhältnis der Verbundfestigkeiten von Spannstahl und Betonstahl*

Als Querschnitt für die Berechnung wird ein vollständig einbetoniertes I-Profil gewählt, da bei diesem Querschnitt der Beton den größten Anteil an der Tragfähigkeit liefert. Der verwendete Querschnitt ist in Abbildung 4.40 nochmals dargestellt.

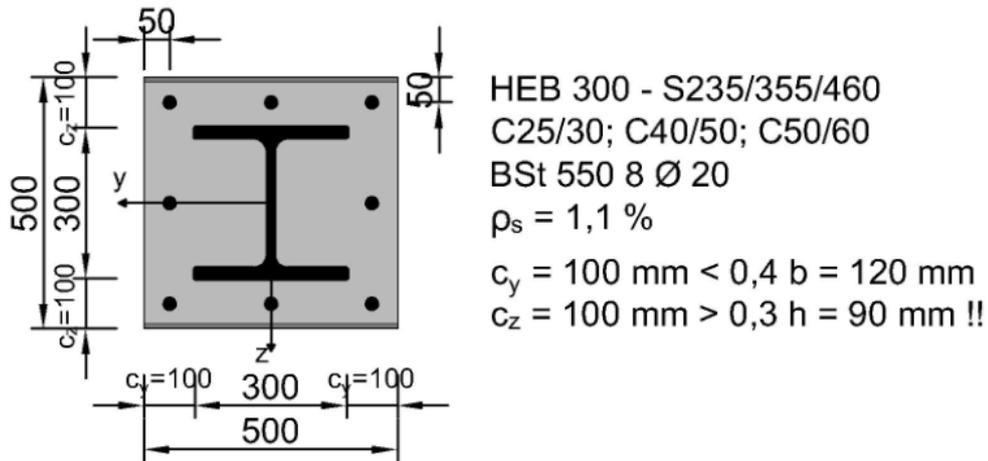


Abbildung 4.40: Querschnitt der Stütze für die diskrete Rissmodellierung

Bestimmung des maximalen Rissabstands für das ausgewählte Beispiel:

$$h_{c,ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5(500 - 450) = 125 \\ 500/2 = 250 \\ (500 - 160)/3 = 113 \end{array} \right\} = 113 \text{ mm}$$

→ $h_{c,ef} = 100 \text{ mm}$ (dieser Wert entspricht dem Abstand von der Betonaußenkante bis zum Gurt)

$$A_{c,eff} = 500 \cdot 100 = 50000 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 3x \text{ Ø}20 = 942 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{942}{50000} = 18,84 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_s \cong \frac{478}{1,40} = 341 \text{ MPa}$$

(Im Traglastzustand wird die Bewehrung voll ausgenutzt, mit dem pauschalen Teilsicherheitsfaktor 1,40 erfolgt vereinfacht die Rückrechnung auf das Gebrauchslastniveau)

$$s_{r,max} = \frac{20}{3,6 \cdot 18,84 \cdot 10^{-3}} = 295 \text{ mm} \leq \frac{341 \cdot 20}{3,6 \cdot 2,6} = 729 \text{ mm}$$

→ $s_{r,max} = 300 \text{ mm}$

Der modellierte Rissabstand beträgt 300 mm. Die einzelnen Abschnitte werden über Kontaktbedingungen miteinander gekoppelt. Die Normalbedingung ist so formuliert, dass unter Druckbeanspruchung ein starrer Kontakt vorhanden ist, während sich die Kontaktflächen unter

Zugbeanspruchung ungehindert voneinander entfernen können. Mit Hilfe dieser Kontaktbedingungen ist es möglich, dass sich die Risstiefe ungehindert einstellen kann, während auf der Druckseite Normal- und Tangentialkräfte übertragen werden können. Somit ist sichergestellt, dass der Beton auf der Zugseite keinen Beitrag zur Tragfähigkeit liefert. In Abbildung 4.41 ist die Verformung einer Stütze unter reiner Biegebeanspruchung dargestellt.

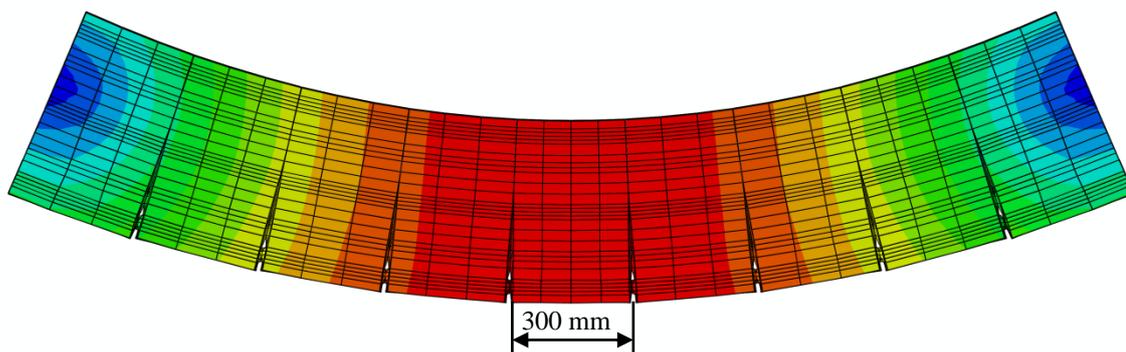


Abbildung 4.41: HEB300-C25/30-S235 – Offene Risse zufolge reiner Biegebeanspruchung (U_{\max})

Mit den diskreten Rissen ist eine Reduktion der Steifigkeit der Stütze verbunden, daher ist eine geringere Tragfähigkeit zu erwarten. Die Berechnung erfolgt einerseits für die reine Querschnittstragfähigkeit und andererseits für eine Stütze mit $\bar{\lambda} = 1,00$.

Die Ergebnisse dieser Berechnungen sind in Form von Traglastpunkten in Abbildung 4.42 zusammengestellt. Als Vergleich dienen wieder die Ergebnisse des *Vereinfachten Bemessungsverfahrens*.

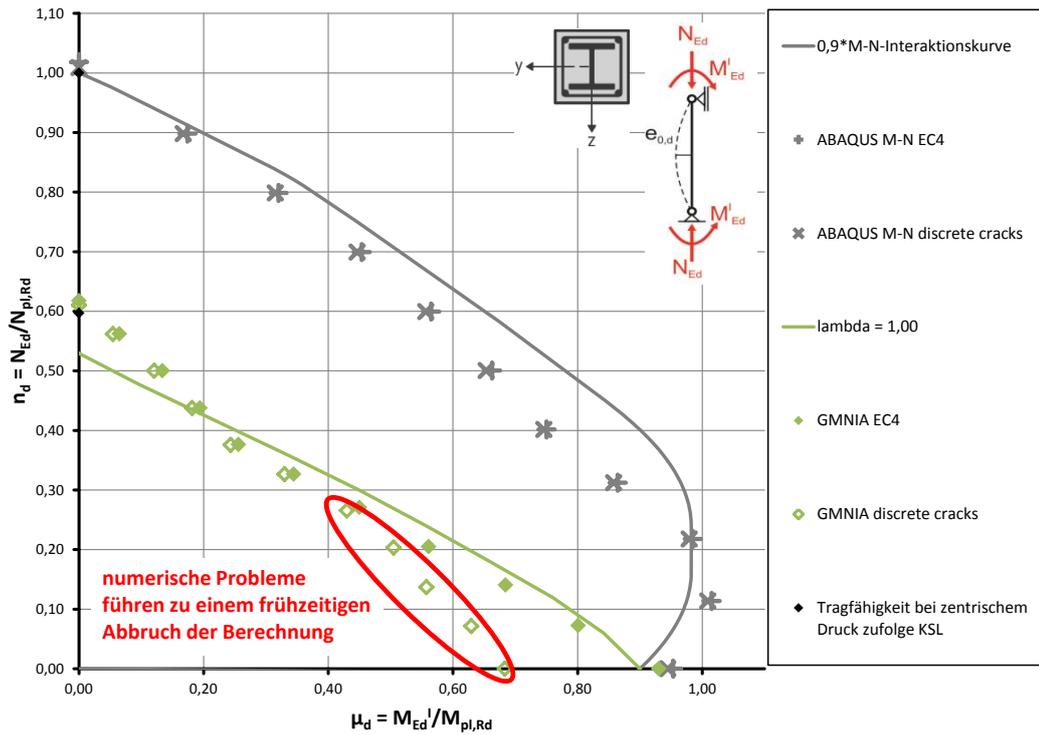


Abbildung 4.42: Traglastberechnung mit diskreter Rissmodellierung

Es zeigt sich, dass die diskreten Risse keinerlei Einfluss auf die Interaktionskurve haben. Das bedeutet, dass die geringen Zugspannungen, die das Betonmodell aus 4.5.2 zulässt, um numerische Probleme zu vermeiden, nur einen vernachlässigbaren Anteil zur Tragfähigkeit beitragen.

Der Vergleich der Traglastpunkte bestätigt, dass geringere Tragfähigkeiten erzielt werden, wenn diskrete Risse in der Berechnung berücksichtigt werden. Der Unterschied fällt jedoch sehr gering aus, was wiederum bestätigt, dass die Biegesteifigkeit im Modell auch ohne diskrete Risse sehr gut wiedergegeben wird. Die letzten hervorgehobenen 5 Punkte in Abbildung 4.42 für $\bar{\lambda} = 1,00$ sind nicht mehr aussagekräftig, da anhaltende Probleme mit der numerischen Berechnung zu einem frühzeitigen Abbruch der Berechnung führten. Die Erkenntnis daraus ist, dass Abaqus nicht uneingeschränkt für Berechnungen mit Beton herangezogen werden kann.

4.10. Zusammenfassung der Ergebnisse

4.10.1. Querschnittsinteraktion und Dehnungsbeschränkung

Die Ergebnisse dieses Abschnitts bestätigen die Erkenntnisse, die bereits in Abschnitt 3 gewonnen wurden. Kurz zusammengefasst bedeutet dies, dass die Auswirkungen der Dehnungsbeschränkung auf die reine Querschnittsinteraktionskurve durch den α_M -Faktor für den Großteil der Querschnitte ausreichend genau berücksichtigt werden. Nur für vollständig oder teilweise einbetonierte I-Profile mit einer Biegebeanspruchung um die schwache Achse werden die Auswirkungen der Dehnungsbeschränkung nicht ausreichend genau abgedeckt.

4.10.2. Zuordnung zu den Knickspannungslinien

Für vollständig oder teilweise einbetonierte I-Profile konnte die Zuordnung zu den Knickspannungslinie ohne weiteres bestätigt werden. Bei den ausbetonierten Hohlprofilen ergaben sich bei der Zuordnung Probleme. Es konnte gezeigt werden, dass deutlich bessere Übereinstimmungen erzielt werden, wenn nicht die Zuordnung laut EN 1994-1-1 verwendet wird, sondern jeweils eine Knickspannungslinie tiefer. Um eine eindeutige Empfehlung abgeben zu können, sind jedoch zusätzliche Versuche erforderlich.

4.10.3. Vergleich der Bemessungsverfahren

Abgesehen von geringen Abweichungen, kann festgehalten werden, dass die Ergebnisse der beiden Bemessungsverfahren gut zusammen passen. Die geringen Abweichungen resultieren meistens daraus, dass die Auswirkungen der Dehnungsbeschränkung im *Vereinfachten Bemessungsverfahren* nicht vollständig abgedeckt werden. Die größten Abweichungen treten bei vollständig oder teilweise einbetonierten I-Profilen mit einer Biegebeanspruchung um die schwache Achse auf. Die Auswirkungen der Dehnungsbeschränkung werden im *Vereinfachten Bemessungsverfahren* vor allem für höhere Stahlgüten deutlich unterschätzt, was zu unsicheren Ergebnissen führt. Anders ausgedrückt bedeutet das aber auch, dass für diese Fälle trotz deutlich größerem Rechenaufwand keine höheren Tragfähigkeiten erzielt werden können. Um diese Unsicherheiten zu beseitigen, wäre eine Anpassung des α_M -Faktors über den gesamten Verlauf der Querschnittsinteraktion erforderlich. Ein möglicher Grund dafür, dass bei der Erstellung des aktuell gültigen Regelwerks auf eine Anpassung verzichtet wurde, ist, dass in der Praxis I-Profile nur selten planmäßig mit Biegung um die schwache Achse beansprucht werden. Somit hat dieses Defizit möglicherweise keinen großen baupraktischen Einfluss.

Abweichungen sind auch im Bereich von überwiegender Normalkraftsbeanspruchung vorhanden. Hier liefert das *Allgemeine Bemessungsverfahren* günstigere Ergebnisse, was den deutlichen Mehraufwand in manchen Fällen rechtfertigen kann. Hauptverantwortlich für diesen Unterschied ist die Festlegung der geometrischen Ersatzimperfektionen für das *Vereinfachte Bemessungsverfahren*. Wie in Abschnitt 3 ausführlich besprochen, liefert das *Vereinfachte Bemessungsverfahren* für überwiegende Normalkraftsbeanspruchung meistens geringere Tragfähigkeiten, als die Knickspannungslinie, da die geometrischen Ersatzimperfektionen vereinfachend für die ungünstigste Schlankheit festgelegt wurden. Auch für reine Biegebeanspruchung liefert das *Allgemeine Bemessungsverfahren* günstigere Ergebnisse. Der Unterschied zwischen den Ergebnissen für reine Biegung ist ein Hinweis darauf, wie gut oder wie schlecht die Abminderung mit dem α_M -Faktor in diesem Punkt zutrifft.

4.10.4. Berücksichtigung von Schwinden und Kriechen

Im Vergleich zum *Allgemeinen Bemessungsverfahren* wird der Einfluss von Schwinden und Kriechen auf die Tragfähigkeit einer Verbundstütze im *Vereinfachten Bemessungsverfahren* unterschätzt. Jedoch wurde der Kriecheinfluss im *Allgemeinen Bemessungsverfahren* auch nur durch eine pauschale Abminderung des Beton E-Moduls berücksichtigt. Des Weiteren wurden Annahmen hinsichtlich der Spannungs-Dehnungsbeziehung des Betons gemacht, die nicht durch Versuche überprüft werden konnten. Um genauere Aussagen zum Einfluss von Schwinden und Kriechen auf das Tragverhalten machen zu können, sind die hier vorgestellten Ergebnisse auf jeden Fall mit Versuchsergebnissen abzugleichen. Daraus wird auch ersichtlich werden, ob eine genauere Berücksichtigung der Kriecheinflüsse notwendig ist, oder ob die hier vorgenommenen Vereinfachungen ausreichen, um das tatsächliche Verhalten abbilden zu können.

5

5. Zusammenfassung und Ausblick

5.1. Zusammenfassung

Am Beginn dieser Arbeit wurde kurz die geschichtliche Entwicklung der Verbundstützen und der zugehörigen Regelwerke dargestellt. Als einer der ersten beschäftigte sich *Friedrich Ignaz von Emperger* mit dem Thema Verbundstützen und formulierte zu Beginn des 20. Jahrhunderts das Additionsgesetz, welches auch heute noch eine wichtige Grundlage bei der Bemessung von Verbundstützen darstellt. Es wurden auch die typischen Querschnittstypen vorgestellt und deren Vor- und Nachteile aufgezeigt.

In weiterer Folge wurde auf die aktuell gültigen Regelungen der EN 1994-1-1 eingegangen. Es folgte eine Darstellung der erforderlichen Nachweise für Verbundstützen, wobei hier vor allem auf den Nachweis für ausreichende Tragfähigkeit des Bauteils eingegangen wurde. Für diesen Nachweis sind in EN 1994-1-1 die folgenden zwei Bemessungsverfahren enthalten: das *Allgemeine Bemessungsverfahren* und das *Vereinfachte Bemessungsverfahren*.

Beim *Allgemeinen Bemessungsverfahren* handelt es sich um ein Verfahren, das nur mit leistungsstarker EDV-Unterstützung anwendbar ist. Generell handelt es sich hierbei um Finite-Elemente-Berechnungen. Dieses Verfahren wird vor allem für Forschungszwecke, dem Nachrechnen von Versuchen und zur Bemessung von Spezialfällen, die nicht in den Anwendungsbereich des *Vereinfachten Bemessungsverfahrens* fallen, verwendet. In der EN 1994-1-1 ist nur enthalten, welche Anforderungen beim *Allgemeinen Bemessungsverfahren* zu erfüllen sind. Wie die einzelnen Anforderungen jedoch konkret umgesetzt werden müssen, ist nicht direkt beschrieben, sondern ist der Bezugsnormen EN 1992-1-1 oder einschlägiger Fachliteratur zu entnehmen.

Mit dem *Vereinfachten Bemessungsverfahren* ist in EN 1994-1-1 ein praxisgerechtes Verfahren enthalten, das stark an die Nachweisführung für reine Stahlstützen angelehnt ist. Es basiert auf einer vollplastischen Interaktionskurve, die auch per Handrechnung ermittelt werden kann. Die einzelnen Querschnittstypen werden den europäischen Knickspannungslinien zugeordnet, und es werden zugehörige Angaben zu geometrischen Ersatzimperfektionen gemacht. Diese Ersatzimperfektionen werden benötigt, da die Nachweise grundsätzlich mit Schnittkräften nach Theorie II. Ordnung zu

führen sind. Beim *Vereinfachten Bemessungsverfahren* werden zwei unterschiedliche Biegesteifigkeiten definiert. Eine Biegesteifigkeit wird nur dazu verwendet, um die bezogene Schlankheit zu bestimmen, während die zweite Biegesteifigkeit bei der Schnittkraftermittlung zu verwenden ist.

Auf Basis des *Vereinfachten Bemessungsverfahrens* wurde eine EXCEL-Parameterstudie durchgeführt, um die festgelegten geometrischen Ersatzimperfektion überprüfen zu können und um die Auswirkungen aufzeigen zu können, welche die im Verbundbau übliche Vorgehensweise, zur Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit mit vollplastischen Spannungsblöcken, mit sich bringt.

Die geometrische Ersatzimperfektion für die Knickspannungslinie a und b konnte durch die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit bestätigt werden. Die Ergebnisse für vollständig oder teilweise einbetonierte I-Profilen, die auf Knicken um die schwache Achse beansprucht werden, deuten jedoch darauf hin, dass die festgelegte geometrische Ersatzimperfektion für einen gewissen Schlankheitsbereich recht unsichere Ergebnisse liefert. Dieser Fall wird der Knickspannungslinie c zugeordnet. Da für diesen Fall auch die Auswirkungen der Dehnungsbeschränkung nicht ausreichend genau abgedeckt werden, wird eine Erhöhung der geometrischen Ersatzimperfektion auf $L/100$ vorgeschlagen.

Da die Querschnittsinteraktionskurve mit vollplastischen Spannungsblöcken und nicht mit den Spannungs-Dehnungsbeziehungen der unterschiedlichen Materialien ermittelt wird, darf nur ein Teil der Querschnittstragfähigkeit ausgenutzt werden. Diese Reduktion erfolgt mit dem α_M -Faktor, der nur von der verwendeten Stahlgüte abhängig ist. Um feststellen zu können, ob diese Reduktion ausreicht, um die Auswirkungen der Dehnungsbeschränkung abzudecken, wird die mit α_M multiplizierte Interaktionskurve mit einer dehnungsbeschränkt ermittelten Interaktionskurve verglichen. Für die meisten Querschnittstypen konnte bestätigt werden, dass die Auswirkungen der Dehnungsbeschränkung ausreichend genau abgedeckt werden. Nur für vollständig oder teilweise einbetonierte I-Profile, die auf Knicken um die schwache Achse beansprucht werden, wurde festgestellt, dass die Reduktion mit dem α_M -Faktor nicht ausreicht.

Am Ende der Parameterstudie wurde noch kurz auf den Nachweis für Druck und zweiachsige Biegung eingegangen. Dieser Fall tritt auf, wenn bei einer Stütze, die auf Druck und Biegung um die starke Achse beansprucht wird, die geometrische Ersatzimperfektion für die schwache Achse berücksichtigt wird. Dem Nachweis für Druck und zweiachsige Biegung liegt eine lineare Interaktion der Ausnutzungsgrade für die beiden Achsen zugrunde, welche dazu führen kann, dass dieser Nachweis für die Tragfähigkeit der Stütze um die starke Achse maßgebend wird.

Im letzten Teil der vorliegenden Arbeit wurde das *Allgemeine Bemessungsverfahren* verwendet und die Ergebnisse mit jenen des *Vereinfachten Bemessungsverfahrens* verglichen. Zuerst wurde auf die

Modellierung der Verbundstütze mit dem Programm Abaqus v6.13 eingegangen, wobei hier unter anderem auch auf die verwendeten Materialmodelle, die Lagerungsbedingungen und die Aufbringung der Belastung eingegangen wird. Anschließend erfolgte ein Vergleich der Ergebnisse anhand von Traglastkurven. Die Vergleiche bestätigen großteils die Erkenntnisse, die bereits aus der EXCEL-Parameterstudie gewonnen wurden. Abweichungen sind meistens darauf zurückzuführen, dass die Auswirkungen der Dehnungsbeschränkung im *Vereinfachten Bemessungsverfahren* nicht ausreichend genau abgedeckt werden. Im vorherigen Abschnitt konnten die geometrischen Ersatzimperfektion für ausbetonierte Hohlprofile bestätigt werden. Der Vergleich der Ergebnisse aus dem *Allgemeinen Bemessungsverfahren* mit denen des *Vereinfachten Bemessungsverfahrens* stellte jedoch die Zuordnung derselben zu den Knickspannungslinien infrage. So wird eine deutlich bessere Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen der beiden Berechnungsverfahren erzielt, wenn die ausbetonierten Hohlprofile jeweils um eine Knickspannungslinie tiefer eingestuft werden.

Aufgrund der günstigen Verhältnisse bei den ausbetonierten Hohlprofilen wurde der Versuch unternommen, die Grenzstauchung des Betons nicht so streng zu begrenzen. Es wurden Berechnungen mit einer Spannungs-Dehnungsbeziehung durchgeführt, die große plastische Stauchung im Beton zulässt. Dies führte dazu, dass die reine Querschnittstragfähigkeit erhöht wurde. Beim Vergleich mit den Traglastkurven war diese Erhöhung aber kaum noch zu erkennen, da hier die Stabilitätseffekte vorherrschend waren.

Mit einfachen Mitteln wurde auch versucht die Langzeiteinflüsse des Betons zu berücksichtigen. Die Ergebnisse lassen darauf schließen, dass diese Langzeiteinflüsse durch das *Vereinfachte Bemessungsverfahren* möglicherweise nicht ausreichend abgebildet werden. Die Aussagekraft dieser Berechnung ist jedoch beschränkt, da vor allem bei den Spannungs-Dehnungsbeziehungen einige Annahmen getroffen wurden, die nicht durch Versuche überprüft werden konnten.

Zu guter Letzt wurde noch der Versuch gestartet, die Verbundstütze mit diskreten Rissen zu modellieren und so die Mitwirkung des Betons in der Zugzone vollständig auszuschalten. Aufgrund von anhaltenden Problemen bei der numerischen Berechnung war es jedoch nicht möglich, umfangreiche Traglastberechnungen mit einer diskreten Rissmodellierung durchzuführen. Dieses Problem steht stellvertretend dafür, welche Schwierigkeiten generell in Abaqus v6.13 auftreten, wenn starke Rissbildung im Beton zu erwarten ist.

5.2. Ausblick

Die vorgeschlagenen Anpassungen bei den geometrischen Ersatzimperfektionen sind auf jeden Fall durch weitere Berechnungen an diversen Querschnitten und mit verschiedensten Materialkombinationen zu überprüfen. Im Falle der ausbetonierten Hohlprofile, bei denen die Zuordnung zu den Knickspannungslinien selbst infrage gestellt wird, sind Versuche erforderlich, um die Richtigkeit der Abaqus-Ergebnisse zu überprüfen. Erst wenn dieser Umstand geklärt ist, kann geprüft werden, ob eine Anpassung der geometrischen Ersatzimperfektionen sinnvoll ist.

Wie aus dieser Arbeit hervorgeht, stellt die lineare Interaktion, beim Nachweis für Druck und zweiachsige Biegung, eine eher konservative Vorgehensweise dar. Die Möglichkeit eine quadratische Interaktion zu verwenden, sollte weiterverfolgt werden, um eine wirtschaftlichere Bemessung zu ermöglichen.

Die Erkenntnis, dass die Langzeiteinflüsse im *Vereinfachten Bemessungsverfahren* nicht ausreichend genau abgebildet werden, sollte durch Versuche überprüft werden. Auf Grundlage von solchen Versuchen kann entschieden werden, ob die Annahmen, die für diese Arbeit getroffen wurden, gerechtfertigt sind, oder ob eine genauere Berücksichtigung von Schwinden und Kriechen im *Allgemeinen Bemessungsverfahren* erforderlich ist.

Bei der Modellierung der Verbundstütze wurde stets von starrem Verbund zwischen Stahl und Beton sowie zwischen Bewehrung und Beton ausgegangen, da diese Annahme explizit in EN 1994-1-1 enthalten ist. Trotzdem wäre es vermutlich lohnend, nachgiebigen Verbund, sowie wirklichkeitsnahe Verbundbeziehungen rund um die Bewehrung zu berücksichtigen und deren Auswirkungen auf die Tragfähigkeit von Verbundstützen zu untersuchen.

6

6. Literaturverzeichnis

- [1] **Sauerborn, N., Kretz, J.** Verbundstützen. [Hrsg.] Ulrike Kuhlmann. *Stahlbau Kalender 2010*. Berlin : Wilhelm Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG.
- [2] **Bode, H.** *Euro-Verbundbau: Konstruktion und Berechnung*. Düsseldorf : Werner Verlag, 1998.
- [3] <https://www.austrian-standards.at/infopedia-themencenter/infopedia-artikel/eurocodes/>, Datum des Zugriffs: 12.03.2016.
- [4] **Hanswille, G., Schäfer, M., Bergmann, M.** Stahlbaunormen: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion - Kommentar zu DIN 18800-5 Ausgabe März 2007. [Hrsg.] Ulrike Kuhlmann. *Stahlbau Kalender 2010*. Berlin : Wilhelm Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG.
- [5] <http://www.bdb.at/Service/NormenSuche>, Datum des Zugriffs: 12.03.2016.
- [6] <http://www.vallourec.com>, Datum des Zugriffs: 12.03.2016.
- [7] <http://backup.ws-westphal.de/blog.htm>, Datum des Zugriffs: 12.03.2016.
- [8] **EN 1994-1-1.** Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau. Dezember 2010.
- [9] **EN 1992-1-1.** Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Dezember 2011.
- [10] **EN 1993-1-1.** Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Februar 2006.
- [11] **Bergmann, R.** Zur Geschichte der Biegesteifigkeit bei Verbundstützen. *Stahlbau 73*. 2004, Heft 9.

- [12] **DIN EN 1994-1-1/NA.** Nationaler Anhang - Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau. Dezember 2010.
- [13] **Kuhlmann, U., Feldmann, M., Lindner, J., Müller, C., Stroetmann, R.** *Eurocode 3 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Band 1: Allgemeine Regeln und Hochbau.* Berlin : Beuth Verlag GmbH, Wilhelm Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, 2014.
- [14] **Kettler, M.** *Elastic-Plastic Cross-Sectional Resistance of Semi-Compact H- and Hollow Sections.* Dissertation : TU Graz, 2008.
- [15] *Abaqus v6.10 and Abaqus v6.10 Documentation.* USA : Dassault Systemes, 2010.
- [16] **fib.** *Model Code for Concrete Structures 2010.* Berlin : Wilhelm Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, 2013.
- [17] **CEB-FIP.** *Model Code 1990.* Lausanne : Thomas Telford Services Ltd. , 1993.
- [18] **ÖNORM B 1992-1-1.** Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Dezember 2011.

Dies ist eine Veröffentlichung des

FACHBEREICHS INGENIEURBAUKUNST (IBK) AN DER TU GRAZ

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst umfasst die dem konstruktiven Ingenieurbau nahe stehenden Institute für Baustatik, Betonbau, Stahlbau & Flächentragwerke, Holzbau & Holztechnologie, Materialprüfung & Baustofftechnologie, Baubetrieb & Bauwirtschaft, Hochbau & Industriebau, Bauinformatik und Allgemeine Mechanik der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften an der Technischen Universität Graz.

Dem Fachbereich Ingenieurbaukunst ist das Bautechnikzentrum (BTZ) zugeordnet, welches als gemeinsame hochmoderne Laboreinrichtung zur Durchführung der experimentellen Forschung aller beteiligten Institute dient. Es umfasst die drei Laboreinheiten für konstruktiven Ingenieurbau, für Bauphysik und für Baustofftechnologie.

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst kooperiert im gemeinsamen Forschungsschwerpunkt „Advanced Construction Technology“. Dieser Forschungsschwerpunkt umfasst sowohl Grundlagen- als auch praxisorientierte Forschungs- und Entwicklungsprogramme.

Weitere Forschungs- und Entwicklungskooperationen bestehen mit anderen Instituten der Fakultät, insbesondere mit der Gruppe Geotechnik, sowie nationalen und internationalen Partnern aus Wissenschaft und Wirtschaft.

Die Lehrinhalte des Fachbereichs Ingenieurbaukunst sind aufeinander abgestimmt. Aus gemeinsam betreuten Projektarbeiten und gemeinsamen Prüfungen innerhalb der Fachmodule können alle Beteiligten einen optimalen Nutzen ziehen.

Durch den gemeinsamen, einheitlichen Auftritt in der Öffentlichkeit präsentiert sich der Fachbereich Ingenieurbaukunst als moderne Lehr- und Forschungsgemeinschaft, welche die Ziele und Visionen der TU Graz umsetzt.

Nummerierungssystematik der Schriftenreihe:

D – Diplom-, Masterarbeiten/Dissertationen | F – Forschungsberichte
S – Skripten, Vorlesungsunterlagen | V – Vorträge, Tagungen

Institutskenzahl:

1 – Allgemeine Mechanik | 2 – Baustatik | 3 – Betonbau
4 – Holzbau & Holztechnologie | 5 – Stahlbau & Flächentragwerke
6 – Materialprüfung & Baustofftechnologie | 7 – Baubetrieb & Bauwirtschaft
8 – Hochbau & Industriebau | 9 – Bauinformatik
10 – Labor für Konstruktiven Ingenieurbau

Fortlaufende Nummer pro Reihe und Institut / Jahreszahl